



**Mónica Alexandra
Ferreira Manuel**

**Resistência ao fogo de vigas-colunas tubulares em
aço inoxidável**



**Mónica Alexandra
Ferreira Manuel**

**Resistência ao fogo de vigas-colunas tubulares em
aço inoxidável**

Dissertação apresenta à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação científica do Professor Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Aos meus Pais e Avô

o júri

Presidente

Prof. Doutora Ana Luísa Pinheiro Lomelino Velosa
professora associada da Universidade de Aveiro

Doutor Carlos André Soares Couto
Consultor, Lindab S.A.

Prof. Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes
professor auxiliar da Universidade de Aveiro.

agradecimentos

Sendo este o final de mais uma fase da minha vida, gostaria de agradecer de uma maneira especial a todas as pessoas que me ajudaram a finalizar esta última etapa da vida académica.

Começo por agradecer ao meu orientador Prof. Doutor Nuno Lopes pela ajuda fornecida, disponibilidade, dedicação e sobretudo pela sua sábia paciência.

Ao meu coorientador Prof. Doutor Vila Real pelas importantes sugestões que transmitiu na realização desta dissertação e pela disponibilidade manifestada.

Ao Doutor Carlos Couto igualmente pela ajuda fornecida e disponibilidade.

À minha ex-professora, Manuela Marques, por me demonstrar sempre que tinha capacidades para alcançar esta etapa.

A todos os meus amigos pela paciência que manifestaram, apoio e pelos momentos de descontração, em especial à Joana Gonçalves, ao Fábio Silva, à Raquel Matos e à Carla Neri.

Ao João Silva por toda paciência e apoio incondicional e sugestões fornecidas.

Por último, queria agradecer em especial à minha família, aos meus pais e avô, por todo o esforço feito para que eu pudesse atingir esta fase tão importante na minha vida, sem eles nada disto seria possível.

Um muito obrigado a todos!

palavras-chave

eurocódigo 3; incêndio; aço inoxidável; vigas-colunas; flexão composta com compressão.

resumo

A presente dissertação teve como principal objetivo aumentar o conhecimento do comportamento estrutural de elementos em aço inoxidável em situação de incêndio de modo a melhorar as regras de dimensionamento existentes.

A utilização do aço inoxidável para fins estruturais tem vindo a aumentar por apresentar diversas vantagens relativamente ao aço carbono, tal como ter uma vida útil mais elevada resultando num custo de ciclo de vida inferior apesar de apresentar um custo inicial mais elevado. Assim, o aço inoxidável pode tornar-se uma solução competitiva.

Esta dissertação apresenta um estudo numérico paramétrico sobre a resistência de vigas-colunas em aço inoxidável, considerando secções tubulares quadrangulares e circulares sujeitas a esforço axial de compressão mais momento fletor a altas temperaturas.

As análises numéricas foram realizadas recorrendo ao programa de elementos finitos SAFIR com análises material e geométrica não lineares com imperfeições com o objetivo de avaliar a influência dos seguintes parâmetros: diagrama de momento fletor, classe de secção transversal (1 a 4), temperatura e esbelteza do elemento.

Finalmente, com o objetivo de validação e verificação de diferentes formulações de cálculo foram realizadas comparações entre os resultados obtidos numericamente e as diferentes propostas de cálculo baseadas no Eurocódigo 3 incluindo também um estudo estatístico.

keywords

eurocode 3; fire; stainless steel; beam-column; compression plus bending.

abstract

This thesis aimed to increase the knowledge of the behaviour of stainless steel structural elements in case of fire, with the main goal of providing an insight on the safety level of different existing design rules

The use of stainless steel for structural purposes has increased due to the several advantages that it has over carbon steel, such as an higher service life resulting in a lower life cycle cost and in spite of the larger initial cost, so the stainless steel may become a competitive solution.

This thesis presents a parametric numerical study on the resistance of stainless steel members, composed of square hollow sections and circular hollow sections, subjected to bending plus axial compression at elevated temperatures.

The numerical analyses were performed using the finite element program SAFIR, with material and geometric non-linear analysis with imperfections, in order to evaluate the influence of the following parameters: bending moment diagram shape, cross section class (1 to 4), temperature and member slenderness.

Finally, for validation and verification of different design formulations, comparisons were performed between the obtained numerical results and different design proposals based on Eurocode 3 prescriptions, which included also a statistical study.

Índice

Índice	xiii
Índice de Figuras	xv
Índice de Tabelas	xix
Simbologia.....	xxi
Capítulo 1. Introdução.....	3
1.1. Considerações gerais	3
1.2. Aplicações estruturais do aço inoxidável	6
1.3. O aço inoxidável.....	9
1.4. Âmbito e objetivos.....	12
1.5. Organização da dissertação	13
Capítulo 2. Regras de cálculo simplificado da resistência ao fogo	17
2.1. Considerações gerais	17
2.2. Classificação das secções	17
2.3. Resistência da secção.....	18
2.4. Resistência do elemento	20
Capítulo 3. Modelação numérica.....	25
3.1. Considerações gerais	25
3.2. Caso de estudo.....	26
3.3. Definição do modelo numérico	29
3.3.1. Cálculo da resistência do elemento	29
3.3.2. Cálculo da resistência numérica da secção de classe 4	32

3.4.	Imperfeições	35
3.4.1.	Imperfeições geométricas	35
3.4.2.	Tensões residuais	38
3.4.3.	Tensões de canto melhoradas	39
Capítulo 4.	Estudo paramétrico	43
4.1.	Considerações gerais	43
4.2.	Comparação com curvas de interação	43
4.2.1.	Secções tubulares quadrangulares	46
4.2.2.	Secções tubulares circulares	49
4.3.	Avaliação estatística das propostas de cálculo	51
4.3.1.	Secções tubulares quadrangulares	52
4.3.2.	Secções tubulares circulares	56
Capítulo 5.	Considerações finais	63
5.1.	Conclusões	63
5.2.	Desenvolvimentos futuros	65
	Referências bibliográficas	69
	Anexos	77

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Ponte com vigas e postes em aço inoxidável duplex, Siena (SCI, 2010): a) Postes b) Vigas transversais que suportam o tabuleiro	6
Figura 1.2 - Estrutura da cobertura sobre a estação de metro Saint-Lazara, França (Helzel, 2008): a) Vista exterior b) Vista interior	7
Figura 1.3 - Representação dos elementos estruturais (Helzel, 2008).....	7
Figura 1.4 - Ponte pedonal em aço inoxidável duplex, Suécia (Helzel, 2004).....	8
Figura 1.5 - Coluna em aço inoxidável na Cornell University's College of Agriculture and Life Sciences, Estados Unidos (Baddoo, N., 2013) a) Fachada b) Arranque da coluna	8
Figura 1.6 - Percentagem de níquel e cromo nos respetivos grupos de aço inoxidável (Gamelas, 2014).....	10
Figura 1.7 - Fatores de redução a altas temperaturas (CEN, 2005b): a) tensão de cedência b) módulo de elasticidade	11
Figura 1.8 - Gráfico tensão-extensão do aço inoxidável (1.4003, 1.4301 e 1.4462) e aço carbono (S235): a) 20°C b) 500°C	12
Figura 2.1 - Comportamento à flexão das secções (adaptado de Simões da Silva et al., 2010)	17
Figura 2.2 - Curva de interação correspondente à resistência da secção: a) classe 1 e 2 para SHS b) classe 1 e 2 para CHS c) classe 3 e 4 para ambas as secções	19
Figura 2.3 - Curva de interação correspondente à resistência do elemento	22
Figura 3.1 - Elemento finito de casca (Lopes, 2009).....	26

Figura 3.2 - Expressões utilizadas para a classificação das secções SHS (EN 1993-1-4) ..	28
Figura 3.3 - Expressões utilizadas para a classificação das secções CHS (EN 1993-1-4) ..	29
Figura 3.4 - Modelo numérico com as restrições utilizadas para SHS	30
Figura 3.5 - Modelo numérico com as restrições utilizadas para CHS	30
Figura 3.6 - Introdução do esforço axial: a) SHS b) CHS	31
Figura 3.7 - Tipos de introdução do momento fletor consideradas	31
Figura 3.8 - Introdução das forças que originam o binário provocando momento fletor: a) SHS b) CHS.....	32
Figura 3.9 - Fixações consideradas para calcular $N_{c,Rd}$ para as SHS.....	33
Figura 3.10 - Fixações consideradas para calcular $N_{c,Rd}$ para as CHS	33
Figura 3.11 - Fixações consideradas para calcular $M_{c,Rd}$ para as SHS	34
Figura 3.12 - Fixações consideradas para calcular $M_{c,Rd}$ para as CHS	34
Figura 3.13 - Representação de um exemplo de imperfeições geométricas da secção transversal SHS 200 x 200 x 10 (SAFIR, Franssen 2005): a) global b) local	36
Figura 3.14 - Representação de um exemplo de imperfeições geométricas da secção transversal CHS 244.5 x 244.5 x 8 (SAFIR, Franssen 2005): a) global b) local.....	36
Figura 3.15 - Teste efetuado para elemento com cargas de momento fletor de $\Psi = -1$ e para $L=3$ m: a) SHS b) CHS.....	37
Figura 3.16 - Teste efetuado para elemento com cargas de momento fletor de $\Psi = -1$ e para $L=11$ m: a) SHS b) CHS.....	37

Figura 3.17 - Representação da proposta de distribuição de tensões residuais de membrana e de flexão, respetivamente (Sousa, 2015): a) tensões de membrana b) tensões de flexão.	39
Figura 3.18 - Prolongamento dos cantos	40
Figura 4.1 - Instante da carga última com C1_2, L=3 m e 500°C, vista isométrica a) coluna b) viga c) viga- coluna	44
Figura 4.2 - Instante da carga última com C4, L=3 m e 500°C, vista isométrica: a) coluna b) viga c) viga-coluna	45
Figura 4.3 - Resultados numéricos para elementos com SHS de C1_2 à 500°C com L=3 m para $\Psi=1$	46
Figura 4.4 - Resultados numéricos para elementos com SHS de C1_2 à 500°C com L=3 m: a) $\Psi=0$ b) $\Psi=-1$	47
Figura 4.5 - Resultados numéricos para elementos com SHS à 500°C com L=3 m para $\Psi=1$: a) C3 b) C4 c) C4 _{mais}	47
Figura 4.6 - Resultados numéricos para elementos com SHS de C1_2 com L=3 m para $\Psi=1$: a) 350°C b) 600°C.....	48
Figura 4.7 - Resultados numéricos para elementos com SHS de C1_2 à 500°C para $\Psi=1$: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m	48
Figura 4.8 - Resultados numéricos para elementos com CHS de C1_2 à 500°C com L=3 m para $\Psi=1$	49
Figura 4.9 - Resultados numérico para elementos com CHS de C1_2 à 500°C com L=3 m: a) $\Psi=0$ b) $\Psi=-1$	49
Figura 4.10 - Resultados numéricos para elementos com CHS à 500°C com L=3 m para $\Psi=1$: a) C3 b) C4 c) C4 _{mais}	50

Figura 4.11 - Resultados numéricos para elementos com CHS de C1_2 com L=3 m para $\Psi=1$: a) 350°C b) 600°C..... 50

Figura 4.12 - Resultados numéricos para elementos com CHS à 500°C para $\Psi=1$ e L=1 m: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m 51

Figura 4.13 - Comparação estatística entre o EC3 e os resultados numéricos para $\Psi=1$: a) EN 1993-1-2 b) EN 1993-1-4 c) EN 1993-1-1 d) Proposta da UA..... 53

Figura 4.14 - Comparação estatística entre o EC3 e os resultados numéricos para $\Psi=1$: a) EN 1993-1-2 b) EN 1993-1-4 c) EN 1993-1-1 d) Proposta da UA..... 57

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 - Secções transversais (secções quadrangulares e circulares).....	27
Tabela 3.2 - Valores de f_y , f_u , $\sigma_{0.2c}$ e $\sigma_{u,c}$ de cada aço considerado nesta dissertação	40
Tabela 4.1 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto no EC3/Proposta da UA e os resultados numéricos relativamente a $\Psi=1$ e C1_2	54
Tabela 4.2 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na EN 1993-1-2 e os resultados numéricos	55
Tabela 4.3 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na EN 1993-1-4 e os resultados numéricos	55
Tabela 4.4 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na EN 1993-1-1 e os resultados numéricos	56
Tabela 4.5 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na Proposta da UA e os resultados numéricos	56
Tabela 4.6 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto no EC3/Proposta da UA e os resultados numéricos relativamente a $\Psi=1$ e C1_2	58
Tabela 4.7 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na EN 1993-1-2 e os resultados numéricos	59
Tabela 4.8 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na EN 1993-1-4 e os resultados numéricos	59
Tabela 4.9 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na EN 1993-1-1 e os resultados numéricos	59

Tabela 4.10 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na Proposta da UA e os resultados numéricos	60
--	----

Simbologia

Letras maiúsculas latinas

A	Área da secção transversal;
A_{eff}	Área da secção transversal efetiva;
C_m	Coefficiente de momento uniforme equivalente;
E	Módulo de elasticidade longitudinal do aço;
K_{fi}	Fator de interação em situação de incêndio;
$M_{c,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal;
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante;
$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor elástico resistente;
$M_{eff,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor efetivo resistente;
$M_{fi,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor em situação de incêndio;
$M_{N,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço normal;
$M_{pl,Rd,\theta}$	Valor de cálculo do momento fletor plástico resistente;
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido;
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal;
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal atuante;
$N_{el,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal elástico resistente;
$N_{eff,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal efetivo resistente;
$N_{fi,Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal atuante em situação de incêndio;
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal plástico resistente;

N_{Rk}	Valor característico do esforço normal resistente da secção transversal condicionante;
R_d	Valor de cálculo do esforço resistente;
$R_{fi,d,t}$	Valor de cálculo do esforço resistente no instante t para uma distribuição de temperatura não uniforme ao longo da secção transversal;
W_{el}	Módulo de flexão elástico;
W_{pl}	Módulo de flexão plástico;
W_{eff}	Módulo de flexão efetivo.

Letras minúsculas latinas

b	Largura da secção transversal;
e_{Ny}	Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva e bruta, segundo o eixo y-y
$f_{0,2p,\theta}$	Tensão limite convencional de proporcionalidade, referida à tensão de cedência a 20°C;
f_u	Tensão última;
f_y	Tensão de cedência do aço a 20 °C;
$f_{y,\theta}$	Tensão de cedência efetiva do aço a temperaturas elevadas θa ;
$k_{0,2p,\theta}$	Fator de redução para o valor de cálculo da tensão de cedência de secções de classe 4;
$k_{2,\theta}$	Fator de redução da tensão de cedência do aço à temperatura atingida no instante t ;
$k_{y,\theta}$	Fator de redução da tensão de cedência do aço à temperatura atingida no instante t ;
$k_{E,\theta}$	Fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço θa atingida no instante t ;
k_σ	Coeficiente de encurvadura;
t	Espessura da secção transversal.

Características do alfabeto grego

β	Fator de correção das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral;
χ	Fator de redução associado à encurvadura por flexão;
χ_{fi}	Fator de redução associado à encurvadura por flexão na situação de incêndio;
$\chi_{LT,fi}$	Fator de redução associado à encurvadura lateral na situação de incêndio;
ε	Extensão; fator que depende do f_y ;
ρ	Coeficiente de redução;
$\sigma_{0.2}$	Tensão limite de proporcionalidade;
σ_u	Tensão última;
γ_M	Coeficiente parcial de segurança;
$\gamma_{M,fi}$	Coeficiente parcial de segurança de resistência de elementos sujeitos à encurvadura em situação de incêndio;
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada à temperatura ambiente;
$\bar{\lambda}_\theta$	Esbelteza normalizada em situação de incêndio;
θ	Temperatura;
θ_a	Temperatura do aço;
ψ	Razão de tensões;
μ_z	Fator.

Acrónimos

C1_2	Secção transversal de classe 1 e 2
C3	Secção transversal de classe 3
C4	Secção transversal de classe 4
CEN	Comité europeu de normalização
CHS	Circular hollow section (secção transversal circular)
EC3	Eurocódigo 3
EN	Norma europeia
EN 1993-1-1	Parte 1-1 do eurocódigo 3
EN 1993-1-2	Parte 1-2 do eurocódigo 3
EN 1993-1-4	Parte 1-4 do eurocódigo 3
EN 1993-1-5	Parte 1-5 do eurocódigo 3
MEF	Método de elementos finitos
SAFIR	Safety fire resistance
SCI	Steel construction institute
SHS	Square hollow section (secção transversal quadrada)
UA	Universidade de Aveiro

Capítulo 1

Introdução

Capítulo 1. Introdução

- 1.1. Considerações gerais
- 1.2. Aplicações estruturais do aço inoxidável
- 1.3. O aço inoxidável
- 1.4. Âmbito e objetivos
- 1.5. Organização da dissertação

Capítulo 1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações gerais

A utilização do aço inoxidável para fins estruturais tem vindo a aumentar ao longo dos anos. À medida que se desenvolveram estudos relativamente a este material, revelaram-se desde então as inúmeras vantagens da sua utilização na construção relativamente ao aço carbono, tais como, a sua resistência à corrosão, a fácil manutenção, maior durabilidade, maior ductilidade possibilitando um melhor comportamento ao sismo, maior resistência a altas temperaturas e uma aparência estética mais agradável (Euro Inox e SCI, 2006).

Este material tem uma vida útil mais elevada relativamente ao aço carbono, não necessitando assim de manutenção nem de reparações tão periódicas como no caso do aço carbono. Considerando o custo do ciclo de vida, o aço inoxidável pode tornar-se numa escolha menos dispendiosa.

Em algumas situações o aço inoxidável pode apresentar um tempo de resistência ao fogo três vezes superior ao aço carbono. Desta forma, utilizando o aço inoxidável, poderá ser possível deixar de parte a aplicação do material de proteção contra incêndio, importante até para tirar partido da aparência estética do aço inoxidável (Vila Real et al., 2005).

Para além do custo inicial elevado do aço inoxidável, este material possui ainda regras de dimensionamento limitadas, número reduzido de secções disponíveis e falta de conhecimento dos benefícios adicionais da sua utilização como material estrutural, o que tem limitado o aumento da utilização deste material na construção (Lopes, 2009).

O elemento estrutural de viga-coluna é o mais comum na construção. Estes são elementos sujeitos a flexão composta com compressão, podendo ter vários tipos de diagramas de momentos, ou ter flexão desviada. Estes elementos podem apresentar também suscetibilidade a fenómenos de encurvadura.

Esta dissertação foca-se no comportamento ao fogo de perfis tubulares quadrados (SHS – square hollow section) e circulares (CHS – circular hollow section), estas secções oferecem

melhor desempenho relativamente aos esforços de torção comparando com os perfis habituais em I e H o que se deve à sua forma fechada.

Até pela aparência estética, estes perfis têm tido uma aplicação comum, principalmente em estruturas de aço inoxidável (Tubinox, 2010).

Apresentam-se de seguida alguns estudos recentes sobre vigas, colunas, aço inoxidável à temperatura normal e a alta temperatura.

A EN 1993-1-4 (CEN, 2006a) apenas aborda a situação de incêndio fazendo referência para a EN 1993-1-2 (CEN, 2005b), no entanto esta última afirma que a resistência ao fogo deve ser verificada utilizando as mesmas expressões para o aço carbono tal como para o aço inoxidável, mesmo tendo leis constitutivas diferentes.

Para além disso Franssen et al. (1995, 1996, 1998) propôs um procedimento para a avaliação da segurança de colunas de aço carbono axialmente carregadas, submetidas a altas temperaturas, que posteriormente foi adotado pela EN 1993-1-2.

Para melhorar as verificações propostas pelo Eurocódigo 3 (EC3), existem atualmente vários estudos realizados sobre o aço inoxidável em situação de incêndio, de modo a melhorar a verificação da resistência ao fogo relativamente a elementos em aço inoxidável.

Um primeiro estudo foi elaborado por Gardner et al. (2006), que realizou ensaios em colunas de aço inoxidável, sujeitos a altas temperaturas, e analisou os resultados obtidos comparando com os resultados de um estudo paramétrico numérico. Para além disso, também analisou as imperfeições geométricas locais e globais e as forças de canto melhoradas. Através destes resultados, propôs uma curva de encurvadura para aço inoxidável em situação de incêndio, os limites de deformação consistentes e uma nova abordagem para a classificação de secção transversal e o tratamento da instabilidade local.

Outro estudo realizado foi por Uppfeldt et al. (2008) que propôs uma verificação à resistência ao fogo para colunas ocas em aço inoxidável realizando ensaios sobre secções retangulares ocas de modo a avaliar melhor o comportamento a encurvadura local.

Após a realização do estudo de Uppfeldt et al., Lopes et al. (2010) propôs formulações específicas para o dimensionamento de pilares de aço inoxidável com secções transversais

em I de classes 1 e 2. Este estudo foi realizado devido ao facto de que a EN 1993-1-2 não apresenta formulações suficientemente seguras relativamente à encurvadura por flexão em perfis em I em aço carbono.

Relativamente às expressões existentes na EN 1993-1-2 para o cálculo da secção efetiva de secções transversais de classe 4 a altas temperaturas, estas apresentam algumas limitações no que diz respeito à sua aplicabilidade ao cálculo em situação de incêndio. Desta forma, Couto et al. (2013) propôs uma expressão para determinar o fator de redução para a encurvadura de placas, para o cálculo da secção efetiva de secções transversais metálicas de classe 4 a altas temperaturas. Esta proposta foi confrontada com base nas curvas atualmente existentes para ter em conta o efeito da temperatura e dos diferentes aços na resistência das placas aos fenómenos de encurvadura local, possibilitando a consideração da tensão de cedência para uma extensão total de 2% conforme utilizado para as outras classes no cálculo em situação de incêndio utilizando modelos de cálculo simplificados, em vez do limite convencional de proporcionalidade a 0.2%.

Em 2014 Lopes e Vila Real realizaram um novo estudo numérico de secções tubulares de paredes finas (secções transversais de classe 4) em aço inoxidável, sujeitas ao esforço axial de compressão mais momento fletor (vigas-colunas) em situação de incêndio, tendo verificado diferentes metodologias de cálculo com base nos resultados numéricos obtidos.

Seguindo com o estudo de Shenggang et al. (2015) que analisou o comportamento de colunas axialmente comprimidas em aço inoxidável, sujeitas a altas temperaturas (considerando uma secção SHS), e analisou os resultados obtidos, comparando com a EN 1993-1-2, Euro Inox e SCI (2006). Neste estudo propôs uma expressão relativamente ao coeficiente utilizado para o cálculo do fator de redução associado à encurvadura por flexão em situação de incêndio (φ_θ).

Em 2015, Sousa (2015) analisou diferentes metodologias de cálculo com base em resultados numéricos desenvolvidos para colunas axialmente comprimidas ocas quadrangulares e circulares, submetidas ao esforço axial de compressão. No mesmo ano, Lourenço (2015) também analisou diferentes metodologias de cálculo, com base em resultados numéricos, porém estudou o comportamento de colunas com secção em I de classe 4 de aço inoxidável quando sujeitos a esforço axial a altas temperaturas.

A presente dissertação tem como objetivo verificar as diferentes propostas de cálculo baseadas nas abordagens do EC3 para vigas-colunas tubulares em caso de incêndio, assim sendo, este estudo apresenta uma extensão dos dois estudos já mencionados anteriormente: Lopes e Vila Real (2014) e Sousa (2015). Foi realizado um estudo numérico de secções SHS e CHS em aço inoxidável com classe de secção transversal a variar de 1 a 4, sujeitas ao esforço axial de compressão mais momento fletor, em situação de incêndio.

1.2. Aplicações estruturais do aço inoxidável

Como já mencionado anteriormente, apesar de que a utilização do aço inoxidável para fins estruturais tem vindo a aumentar ao longo dos anos, ainda é um material pouco utilizado em aplicações estruturais, devido ao seu custo elevado. Tem sido utilizado principalmente em construções públicas, em pontes (pedonais) e na reabilitação.

Na Figura 1.1 apresenta-se um exemplo de uma ponte situada na Siena, Itália. As vigas principais e transversais e os postes da ponte são constituídos por aço inoxidável duplex. Neste caso optou-se por este material por apresentar uma vida útil sem manutenção elevada (SCI, 2010).



Figura 1.1 - Ponte com vigas e postes em aço inoxidável duplex, Siena (SCI, 2010): a) Postes
b) Vigas transversais que suportam o tabuleiro

Outro exemplo de aplicação estrutural é a cobertura sobre a entrada da estação de metro Saint-Lazare situada em Paris. A mesma consiste numa malha ortogonal estrutural de aço inoxidável que dá apoio ao envidraçado. A sua forma assemelha-se a uma lente, como é possível observar na Figura 1.2 (Helzel, 2008).



Figura 1.2 - Estrutura da cobertura sobre a estação de metro Saint-Lazara, França (Helzel,2008):

a) Vista exterior b) Vista interior

Na Figura 1.3 apresentam-se os elementos estruturais que compõem esta cobertura.

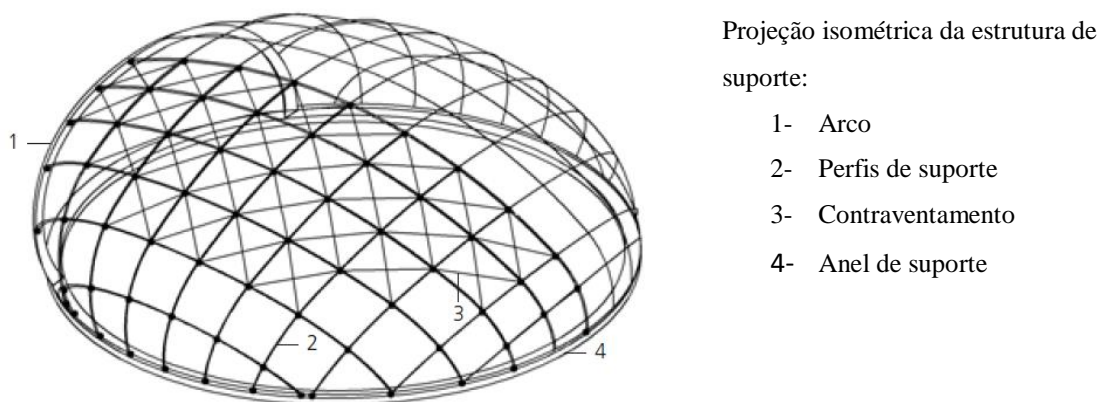


Figura 1.3 - Representação dos elementos estruturais (Helzel, 2008)

De seguida apresenta-se um exemplo de uma ponte pedonal situada a sul de Estocolmo, Suécia (ver Figura 1.4). Neste caso, a estrutura de suporte tal como as restantes componentes da ponte foram realizadas em aço inoxidável duplex devido à existência de elevado teor salino no rio (Helzel, 2004).



Figura 1.4 - Ponte pedonal em aço inoxidável duplex, Suécia (Helzel, 2004)

Por fim, na Figura 1.5 apresenta-se um exemplo de uma coluna em aço inoxidável localizada numa universidade nos Estados Unidos. Esta coluna serve como suporte estrutural de envidraçados. Como esta universidade esta relacionada com grandes quantidades de produção de alimentos, foi necessário escolher um material durável e fácil de limpar, assim sendo escolheu-se o aço inoxidável (Baddoo, N., 2013).



a)



b)

Figura 1.5 - Coluna em aço inoxidável na Cornell University's College of Agriculture and Life Sciences, Estados Unidos (Baddoo, N., 2013) a) Fachada b) Arranque da coluna

A maior parte destas aplicações teve como razão principal a alta resistência à corrosão do aço inoxidável. Mas, como anteriormente referido, outras vantagens podem proporcionar a utilização deste material noutras aplicações.

1.3. O aço inoxidável

O aço inoxidável é composto, maioritariamente, por níquel e cromo, cuja sua principal característica é a resistência à corrosão. O custo mais elevado do aço inoxidável deve-se ao facto de a sua composição conter elementos caros como o níquel e cromo. Isto deve-se à presença do cromo, que ao reagir com a presença do ar ou de outro qualquer ambiente oxidante forma uma camada transparente, muito fina e resistente, que protege o aço de agentes corrosivos (Vila Real et al., 2005). Caso se risque ou seja feito algum dano por corte, a camada superficial protetora rapidamente se regenera, bastando para isso a existência do oxigénio.

O aço inoxidável pode ser classificado em 5 grupos de acordo com a sua composição e estrutura: martensíticos, ferríticos, austeníticos, austeníticos/ferríticos (duplex) e endurecidos por precipitação, no entanto nem todos eles são adequados para a utilização estrutural. Os austeníticos, ferríticos e os duplex são os que têm maior aplicação nos elementos estruturais (Euro Inox e SCI, 2006). A diferença entre estes tipos de aço reside na sua composição química.

Pela análise da Figura 1.6 é possível afirmar que os austeníticos apresentam a percentagem mais elevada de níquel, o que contribui para uma melhor resistência à corrosão e assim uma maior aplicação na construção. Todavia, este grupo é o mais dispendioso devido a percentagem do níquel (Euro Inox, 2006).

Por outro lado, os ferríticos possuem uma menor percentagem de níquel, fazendo com que o seu preço seja mais reduzido, mas não deixando de ter uma boa resistência à corrosão e uma boa resistência estrutural (Euro Inox, 2006).

O aço inoxidável duplex apresenta uma elevada ductilidade tal como uma elevada resistência à carga, à corrosão e ao desgaste (Joinvillele-Pont, 2008).

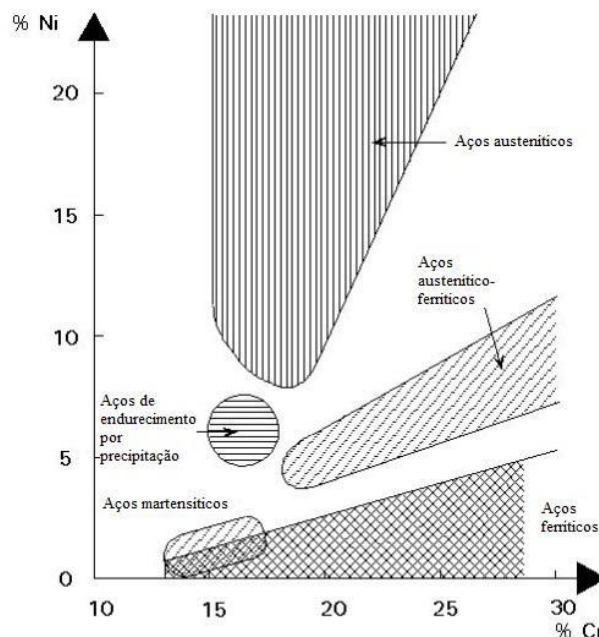


Figura 1.6 - Percentagem de níquel e cromo nos respectivos grupos de aço inoxidável (Gamelas. 2014)

Nesta dissertação apenas foi estudado o aço inoxidável austenítico, 1.4301 (designação da EN 1993-1-4), tipo de aço inoxidável mais utilizado, cujas propriedades mecânicas a altas temperaturas se encontram descritas na EN 1993-1-2.

Prosseguindo com as propriedades mecânicas do aço inoxidável a altas temperaturas é possível verificar que com o aumento da temperatura verifica-se uma redução da tensão de cedência tal como do módulo de elasticidade linear, isto acontece no aço inoxidável assim como no aço carbono, como apresentado no Anexo C da EN 1993-1-2. A variação das propriedades mecânicas deste material pode ser obtida através da realização de ensaios de tração e flexão (Lopes e Vila Real, 2005). Em caso de incêndio, estas propriedades são afetadas por fatores de redução que vão diminuindo o seu valor com o aumento da temperatura. Os principais fatores de redução existentes são, fator de redução correspondente à tensão limite de proporcionalidade ($k_{0.2p,\theta}$), o fator de redução correspondente à tensão de cedência ($k_{2,\theta}$) e o fator de redução de módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$) (EC3).

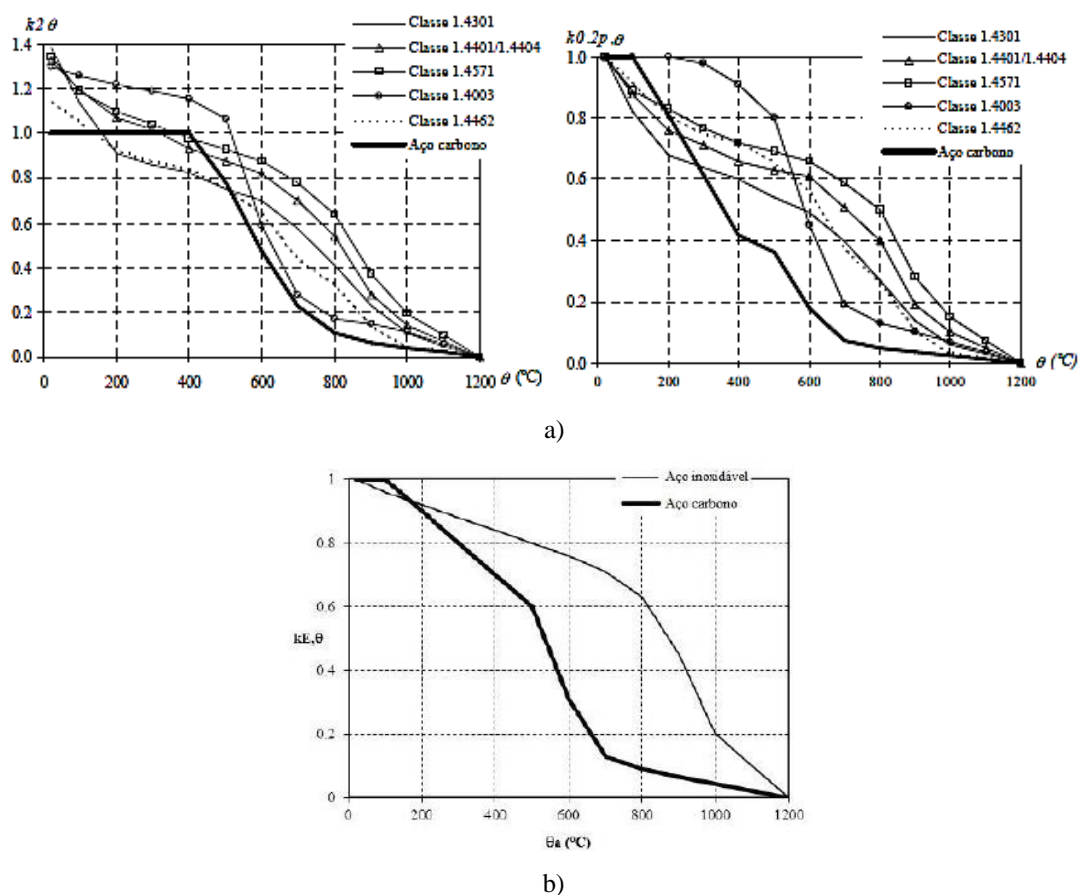


Figura 1.7 - Fatores de redução a altas temperaturas (CEN, 2005b): a) tensão de cedência b) módulo de elasticidade

Relativamente à relação tensão-extensão é possível afirmar que a lei constitutiva do aço inoxidável difere da lei constitutiva do aço carbono. Enquanto o aço carbono apresenta um comportamento elástico linear até ao limite de elasticidade aparente e uma zona de patamar correspondente à tensão de cedência (BCSA et al., 2015), o aço inoxidável apresenta um comportamento quase linear até à tensão limite de proporcionalidade e exibe uma resposta não linear (curva), correspondente ao endurecimento, até atingir a tensão última, sem apresentar um limite de elasticidade bem definido (Lopes e Vila Real, 2005). Para o projeto à temperatura normal considera-se um limite convencional de elasticidade de 0.2% para obter uma aproximação da tensão de cedência. Na Figura 1.8, é possível observar esta situação relativamente ao aço inoxidável ferrítico (1.4003), austenítico (1.4301) e duplex (1.4462) e aço carbono (S235).

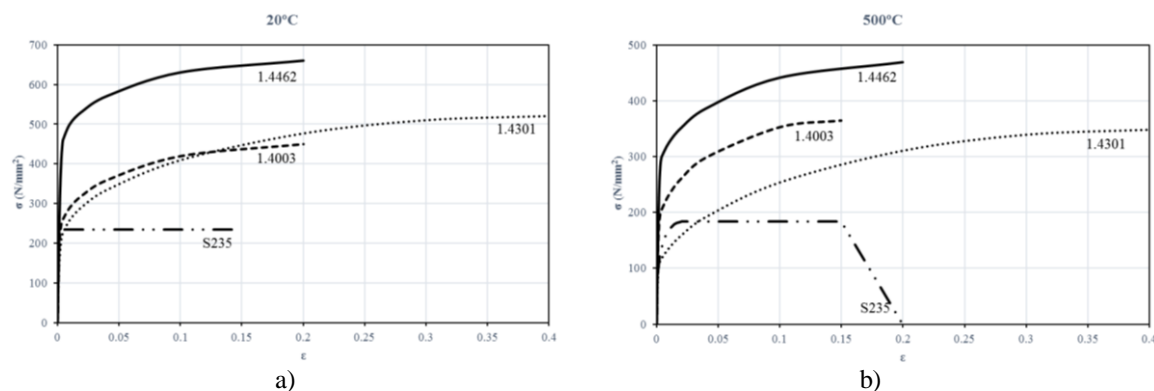


Figura 1.8 - Gráfico tensão-extensão do aço inoxidável (1.4003, 1.4301 e 1.4462) e aço carbono (S235):

a) 20°C b) 500°C

A EN 1993-1-2 permite a consideração de deformações maiores do que à temperatura normal, devido ao facto de o incêndio ser considerado uma ação acidental. Desta forma, é sugerido que a tensão de cedência a altas temperaturas θ_a represente 2% da extensão total, sendo $f_{y,\theta} = f_{2\%,\theta}$ para secções de classe 1, 2 e 3 e $f_{y,\theta} = f_{0,2p,\theta}$ para secções de classe 4 (Anexo E da EN 1993-1-2).

1.4. Âmbito e objetivos

Esta dissertação teve como principal objetivo realizar um estudo numérico paramétrico sobre o comportamento ao fogo das vigas-colunas tubulares em aço inoxidável.

Foram realizadas comparações entre os resultados obtidos do programa Safety fire resistance - SAFIR (Franssen, 2005) e os resultados obtidos utilizando diferentes metodologias de dimensionamento prevista pelo EC3, tendo em conta a EN 1993-1-2, EN 1993-1-4 e EN 1993-1-1 (CEN, 2005a), relativamente à análise da resistência da secção e do elemento quando sujeitos ao esforço axial de compressão mais momento fletor. Para além disso foi analisada a precisão das regras de cálculo dadas no EC3. É de notar que foram feitas abordagens relativamente a secções tubulares, quadrangulares e circulares, de classe 1, 2, 3 e 4 (classe de esbelteza de secção). A proposta desenvolvida na Universidade de Aveiro (Lopes, 2009) / (Lopes et al., 2012) foi igualmente analisada. Esta proposta foi desenvolvida para secções em I de aço inoxidável de classe 1 e 2 sujeitas a altas temperaturas. A EN 1993-1-2 prevê que as fórmulas que prescreve para secções I sejam usadas para secções tubulares.

1.5. Organização da dissertação

Esta dissertação é composta por seis capítulos.

O Capítulo 1 contém uma breve descrição e enquadramento da presente dissertação tal como alguns estudos recentes relativamente ao aço inoxidável em situação de incêndio, vigas e colunas. Prosseguindo com a apresentação de algumas aplicações estruturais do material, o âmbito de aplicação e principal objetivo desta dissertação. Para além disso, apresenta-se o material em questão (aço inoxidável) e as propriedades mecânicas deste material sujeito a altas temperaturas.

O Capítulo 2 contém a descrição das regras de cálculo simplificado segundo o EC3 que foram utilizadas ao longo desta dissertação. As regras de cálculo apresentadas incluem a classificação das secções, resistência da secção e a resistência do elemento.

O Capítulo 3 é destinado à modelação numérica, em que é feito uma descrição do programa utilizado - SAFIR, seguindo com a apresentação dos casos de estudo e da definição do modelo numérico tendo em conta as restrições, cargas aplicadas e imperfeições consideradas.

No Capítulo 4 apresenta-se o estudo paramétrico efetuado, onde foram realizadas comparações entre os resultados obtidos do programa SAFIR e os resultados obtidos utilizando diferentes metodologias de dimensionamento prevista pela EN 1993-1-2, EN 1993-1-4, EN 1993-1-1 e a proposta desenvolvida na Universidade de Aveiro (Proposta da UA) prosseguindo com a avaliação estatística e discussão de resultados.

No último capítulo, Capítulo 5, apresentam-se as principais conclusões retiradas desta dissertação, tal como, estudos a serem desenvolvidos no futuro.

Capítulo 2

Regras de Cálculo Simplificado da Resistência ao Fogo

Capítulo 2. Regras de cálculo simplificado da resistência ao fogo

- 2.1. Considerações gerais
- 2.2. Classificação das secções
- 2.3. Resistência da secção
- 2.4. Resistência do elemento

Capítulo 2. REGRAS DE CÁLCULO SIMPLIFICADO DA RESISTÊNCIA AO FOGO

2.1. Considerações gerais

Neste capítulo apresentam-se as metodologias de cálculo de vigas-colunas em aço inoxidável adotadas. Em primeiro lugar serão apresentados os métodos e as expressões utilizadas para efetuar a classificação das secções, prosseguindo com a apresentação das expressões utilizadas na resistência da secção e resistência do elemento. Incorporando a apresentação das expressões referentes às curvas de interação viga-coluna usadas e as respectivas curvas N-M.

2.2. Classificação das secções

A classificação de uma secção está relacionada com a sua resistência e capacidade de rotação quando submetida a tensões normais (compressão). Essa classificação depende da relação entre a largura e a espessura dos elementos (esbelteza).

Sendo assim, a classificação destina-se a avaliar a resistência última e capacidade de rotação de uma secção, tendo em conta a possibilidade de ocorrerem fenómenos de encurvadura local. As classes 1 e 2 permitem a formação de rótulas plásticas, a classe 3 atinge a tensão de cedência, mas não forma rótula plástica devido ao efeito da encurvadura local e a classe 4, devido a ocorrência de fenómenos de instabilidade local impede que se desenvolva toda a capacidade elástica resistente da secção em causa.

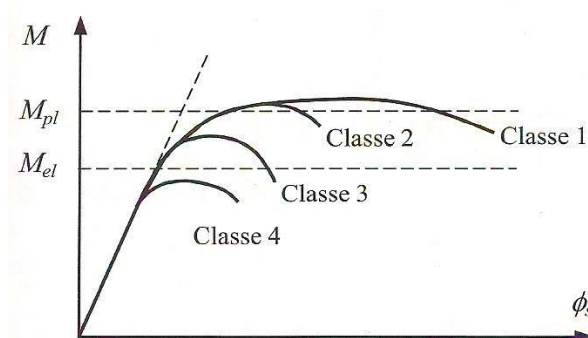


Figura 2.1 - Comportamento à flexão das secções (adaptado de Simões da Silva et al., 2010)

Relativamente à EN 1993-1-2 (CEN, 2005b) e à EN 1993-1-4 (CEN, 2006a), a classificação de secções é feita da mesma forma quando comparado com a EN 1993-1-1 (CEN, 2005a), diferem algumas fórmulas de cálculo e o valor dos fatores de redução ε e ρ (relativamente ao método das larguras efetivas).

O fator ε considerado neste estudo é dado pela Equação 2.1, onde se considera o f_y e o E do aço inoxidável 1.4301.

$$\varepsilon = 0.85 \left[\frac{235}{f_y} \frac{E}{210\,000} \right]^{0.5} \quad (2.1)$$

2.3. Resistência da secção

De acordo com a EN 1993-1-2, a resistência da secção de um elemento em aço inoxidável é calculada da mesma forma como para o aço carbono, considerando apenas as propriedades mecânicas do material, como a tensão de cedência e o módulo de elasticidade.

Desta forma, em vez de utilizar o esforço resistente (R_d) à temperatura ambiente, utiliza-se o valor respetivo a temperaturas elevadas ($R_{fi,d,t}$), ou seja, o esforço resistente à temperatura ambiente é apenas multiplicado por um fator de redução de cálculo $k_{y,\theta}$.

Nas secções transversais de classe 1, 2 e 3 vem:

$$k_{y,\theta} = k_{2,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (2.2)$$

Para além disso, quando se trata de uma secção de classe 4 é necessário calcular a secção efetiva segundo a EN 1993-1-5 (CEN, 2006b) em que é aplicado o método das larguras efetivas para ter em conta as reduções de resistência devidas aos efeitos da encurvadura local, obtendo desta forma a área da secção transversal efetiva (A_{eff}) e o módulo de flexão efetivo (W_{eff}).

Nas secções transversais de classe 4 vem:

$$k_{y,\theta} = k_{0.2p,\theta} = \frac{f_{0.2p,\theta}}{f_y} \quad (2.3)$$

Para poder efetuar o estudo numérico paramétrico sobre o comportamento ao fogo de vigas- colunas tubulares em aço inoxidável sujeitas ao esforço axial de compressão mais momento fletor foi necessário fazer uma comparação entre os resultados numéricos e as diferentes metodologias de dimensionamento utilizando, assim recorreram-se as curvas de interação. As expressões utilizadas nas curvas de interação relativamente a resistência da secção tendo em conta as secções SHS e CHS são apresentadas nas Equações 2.4 a 2.7 e as correspondentes curvas de interação estão apresentada na Figura 2.2. Como as secções são tubulares, as curvas de interação para secções transversais de classe 3 e 4 para secções SHS e CHS são iguais.

Nas secções transversais de classe 1 e 2 para secções SHS vem:

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}}{\left(1 - 0.5 \min\left(\frac{(A-2bt)}{A}, 0.5\right)\right)}, \text{ mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (2.4)$$

e para secções CHS vem:

$$\left[\frac{M_{y,Rd}}{M_{pl,y,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right)^{1.7}} \right]^2 \leq 1 \quad (2.5)$$

Nas secções transversais de classe 3 para ambas as secções vem:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{el,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,y,Rd}} \leq 1 \quad (2.6)$$

Por fim nas secções transversais de classe 4 vem:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{eff,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed}e_{Ny}}{M_{eff,y,Rd}} \leq 1 \quad (2.7)$$

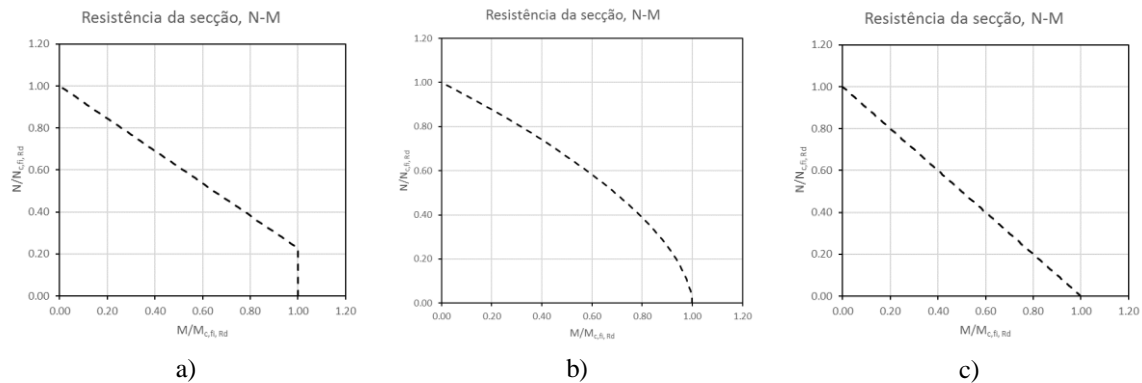


Figura 2.2 - Curva de interação correspondente à resistência da secção: a) classe 1 e 2 para SHS
b) classe 1 e 2 para CHS c) classe 3 e 4 para ambas as secções

2.4. Resistência do elemento

O que difere da resistência da secção para a resistência do elemento é o facto de que na resistência do elemento é considerado a existência de fenómenos de encurvadura global. A encurvadura global encontra-se em barras longas comprimidas que não estejam devidamente restringidas. Consideram-se como barras longas comprimidas, pilares por flexão e vigas por flexão-torção fora do plano de carregamento (Lopes et al., 2015).

Relativamente ao momento fletor, o fator de redução considerado é o fator de redução para a encurvadura lateral ($\chi_{LT,fi}$). No entanto, como nesta dissertação apenas se vão analisar secções tubulares, este fator não será utilizado, pois este tipo de secções tubulares não sofrem encurvadura lateral, então considera-se $\chi_{LT,fi}=1$. Em vigas-colunas serão assim contabilizadas a encurvadura por flexão (χ_{fi}) e a interação entre os diferentes esforços (compressão axial e momento fletor).

Existem diferentes metodologias para o cálculo de curvas de interação relativamente a resistência do elemento. No presente capítulo serão apresentadas as principais diferenças entre cada metodologia de cálculo relativamente às expressões para a resistência dos elementos, sujeitos a flexão composta com compressão.

A principal diferença constatada, relativamente à resistência dos elementos, é a abordagem de cálculo dos fatores de interação, assim há uma expressão geral, que é igual para todos os métodos, em que apenas se altera o fator de interação ($K_{y,fi}$ e $K_{z,fi}$).

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + K_{y,fi} \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_y k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + K_{z,fi} \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_z k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (2.8)$$

Deste modo, para as classes 1 e 2 tem-se A e W_{pl} , para a classe 3 tem-se A e W_{el} e para a classe 4 tem-se A_{eff} e W_{eff} . O valor do fator de redução associado à encurvadura por flexão é dado pela Equação 2.9. Por fim, na EN 1993-1-1, $K_{y,fi}$ e $K_{z,fi}$ é substituído por k_{yy} e o k_{yz} , respetivamente.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \leq 1 \quad (2.9)$$

Na Tabela A.1 e Tabela A.2 do Anexo A apresentam-se todos os fatores de interação para cada classe e cada método que serão analisados nesta dissertação.

Como já referido anteriormente o principal objetivo desta dissertação foi averiguar a precisão das formulações de cálculo existentes para vigas-colunas ao fogo. Assim apresentam-se resumidamente as diferentes metodologias de cálculo analisadas:

- i. EN 1993-1-2;
- ii. EN 1993-1-4 adaptada a altas temperaturas;
- iii. EN 1993-1-1 (método 2) adaptada a aço inoxidável e a altas temperaturas;
- iv. Proposta da UA (Lopes et al., 2012) desenvolvida para perfis em I de classe 1 e 2 adaptada a secções tubulares.

A EN 1993-1-2 faz referência à verificação da resistência ao fogo relativamente ao aço carbono e aço inoxidável (propõe que a avaliação da segurança para os elementos em aço inoxidável deve ser feita seguindo as mesmas expressões desenvolvidas para os elementos em aço carbono).

A EN 1993-1-4 faz referência à verificação da resistência do aço inoxidável (em que a avaliação da segurança deve ser feita seguindo as mesmas expressões desenvolvidas para os elementos em aço carbono exceto se for dada uma indicação contrária).

A EN 1993-1-1 (método 2) faz referência à verificação da resistência do aço carbono. Relativamente à flexão composta esta metodologia propõe dois métodos distintos para calcular os fatores de interação. O método 1 apresenta uma expressão associada à forma da secção do elemento avaliando-se a suscetibilidade ou não a deformações por torção sendo depois aplicada cada uma das fórmulas de interação; o método 2 apresenta duas expressões para elementos não suscetíveis à deformação por torção e duas expressões para elementos suscetíveis à deformação por torção.

A Proposta da UA foi desenvolvida para a verificação da resistência do aço inoxidável a temperatura normal e a temperaturas altas, considerando perfis em I de classes 1 e 2.

Para poder comparar todos os métodos foi considerado o mesmo fator de redução para a encurvadura por flexão na situação de fogo, χ_{fi} em todos os métodos. Todas as propostas de

cálculo dependem do esforço axial atuante, resistente, tal como da esbelteza e dos diagramas do momento fletor, no entanto, a EN 1993-1-4 não tem em consideração diferentes diagramas de momento fletor para além do diagrama uniforme ($\psi=1$), o que representa uma desvantagem relativamente a outros métodos, pois contribui para um sobredimensionamento da secção.

Na Figura 2.3 apresenta-se um gráfico exemplo com as curvas de interação associadas à resistência do elemento, em que as mesmas dependem do tipo e classe da secção transversal, do comprimento, da temperatura e do tipo de carregamento do momento fletor.

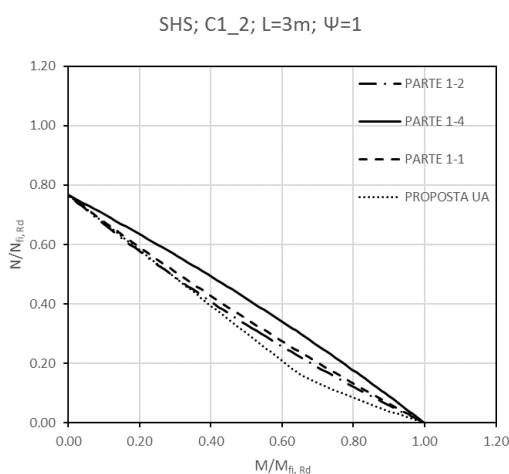


Figura 2.3 - Curva de interação correspondente à resistência do elemento

As curvas N-M finais utilizadas têm em consideração ambas as resistências, a do elemento e da secção, considerando a menor das duas. Para comprimentos pequenos, normalmente é a resistência da secção que prevalece à resistência do elemento, no entanto não é uma conclusão linear.

Capítulo 3

Modelação Numérica

Capítulo 3. Modelação numérica

3.1. Considerações gerais

3.2. Caso de estudo

3.3. Definição do modelo numérico

3.4. Imperfeições

Capítulo 3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

3.1. Considerações gerais

A análise estrutural da resistência ao fogo pode ser executada através de programas com graus de complexidades diferentes, em que os mesmos podem variar, desde métodos de cálculos mais simplificados até aos mais complexos, baseados em métodos de elementos finitos. O método de elementos finitos (MEF) permite reproduzir o comportamento de estruturas com materiais e geometrias não lineares, para além disso, terá sido desenvolvido para resolver problemas estruturais mais complexos. A modelação do sistema estrutural, deste método, consiste na união de um número apropriado de elementos por pontos, que se designam por nós.

Para o estudo numérico desenvolvido ao longo desta dissertação utilizou-se o software SAFIR (Franssen, 2005) que tem uma análise apoiada em MEF. Este programa foi desenvolvido na Universidade de Liège e tem a capacidade de analisar o comportamento térmico e mecânico da estrutura (Franssen, 2005). Ademais, é utilizado principalmente para a análise de estruturas sujeitas a temperaturas elevadas.

Nesta dissertação, considerou-se uma temperatura uniforme na secção transversal, para que se pudesse fazer uma comparação direta entre os resultados obtidos por este programa e os resultados obtidos pela EN 1993-1-2 (CEN, 2005b), EN 1993-1-4 (CEN, 2006a), EN 1993-1-1 (CEN, 2005a) e a Proposta da UA (Lopes et al., 2012).

Por ser um programa com base no MEF pode conter vários elementos de várias idealizações, tais como elementos de casca (elementos planos), (Franssen, 2011). Foram estes os elementos usados neste estudo, por ser considerado um dos métodos mais precisos no estudo do comportamento de elementos estruturais de paredes finas, sendo possível estudar os fenómenos de encurvadura local e global do elemento estrutural.

Para modelar este tipo de elementos estruturais o SAFIR baseia-se na teoria de flexão de Kirchhoff. Estes elementos são caracterizados pela capacidade de combinar um estado de resistência à flexão com um estado de resistência à força axial no meio da superfície. O

elemento de casca no SAFIR é constituído por quatro pontos de integração na superfície do elemento (ver Figura 3.1). Em cada direção, a integração é feita pelo método de Gauss e o número de integrações na espessura pode variar entre dois a nove camadas. O elemento contém quatro nós e cada nó tem seis graus de liberdade: três deslocamentos e três rotações (Franssen, 2011).

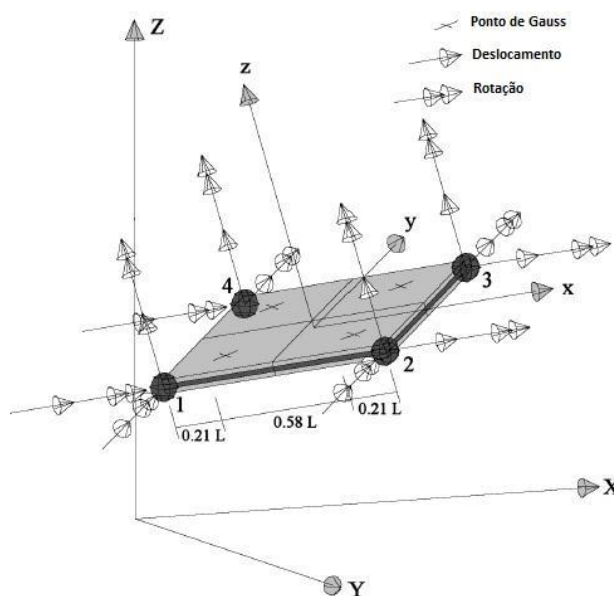


Figura 3.1 - Elemento finito de casca (Lopes, 2009)

Para efetuar a análise estrutural não-linear é necessário introduzir no ficheiro de introdução de dados (input) o histórico de tempo das temperaturas e a geometria da secção (Franssen, 2011).

Este programa permite obter os deslocamentos em cada nó e os esforços axiais, de corte, momento fletor e tensões nos pontos de integração de cada elemento finito até ao colapso da estrutura, usando um processo de cálculo incremental (o elemento é analisado em intervalos de tempo).

3.2. Caso de estudo

Para este estudo foram consideradas as secções transversais em colunas axialmente comprimidas analisadas em Sousa (2015) (ver Tabela 3.1), no entanto foi escolhido apenas o aço inoxidáveis austenítico (1.4301), um tipo de aço inoxidável muito usual na construção.

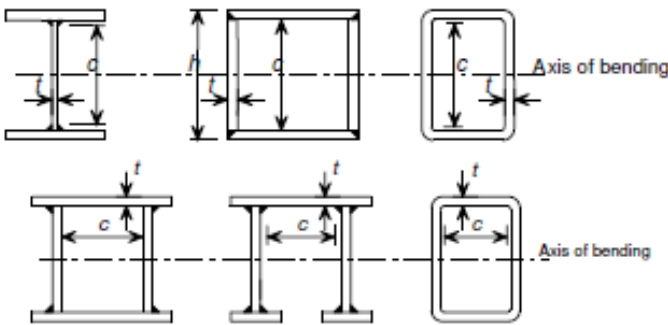
Tabela 3.1 - Secções transversais (secções quadrangulares e circulares)

Classes	Quadrangular (mm)	Circular (mm)	Temperatura	Comprimento
C1/C2	200x200x10	Ø244.5x8	350°C	L=1 m
				L=3 m
				L=7 m
				L=11 m
			500°C	L=1 m
				L=3 m
C3	200x200x7	Ø244.5x2	350°C	L=7 m
				L=11 m
			500°C	L=1 m
				L=3 m
			600°C	L=7 m
				L=11 m
C4	200x200x4	Ø244.5x1.5	350°C	L=1 m
				L=3 m
				L=7 m
				L=11 m
			500°C	L=1 m
				L=3 m
C4 _{mais}	200x200x2	Ø244.5x1	350°C	L=7 m
				L=11 m
			500°C	L=1 m
				L=3 m
			600°C	L=7 m
				L=11 m

Em que C4_{mais} representa uma secção transversal de classe 4, no entanto mais esbelta do que C4.

Para a classificação das secções SHS recorram-se as expressões indicadas na EN 1993- 1- 4 (ver Figura 3.2), para as secções CHS utilizaram-se as expressões indicadas na Figura 3.3 do mesmo eurocódigo. Relativamente às secções CHS a EN 1993-1-4 não apresenta nenhuma expressão para a classificação da classe quando uma secção está submetida a esforço axial de compressão mais momento fletor, desde modo como para a classe 1 e 2 as expressões para esforço axial de compressão e momento fletor (quando aplicadas separadamente) são iguais, são consideradas as mesmas expressões quando a secção esta submetida a esforço axial de compressão mais momento fletor. Como a situação mais desfavorável é correspondente a ter a secção toda comprimida, a classificação das secções para as classes 3 e 4 foram calculadas utilizando as expressões propostas para a secção toda comprimida.

Internal compression parts






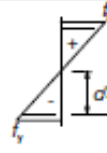

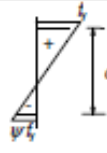
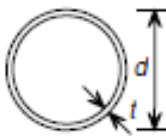
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression
Stress distribution in parts (compression positive)			
1	$c/t \leq 56,0\epsilon$	$c/t \leq 25,7\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{308\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{28\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 58,2\epsilon$	$c/t \leq 26,7\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{320\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{29,1\epsilon}{\alpha}$
Stress distribution in parts (compression positive)			
3	$c/t \leq 74,8\epsilon$	$c/t \leq 30,7\epsilon$	$c/t \leq 15,3\epsilon \sqrt{k_\sigma}$ For k_σ see EN 1993-1-5

Figura 3.2 - Expressões utilizadas para a classificação das secções SHS (EN 1993-1-4)

Tubular sections



Class	Section in bending Up to 240 CHS	Section in compression
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$	$d/t \leq 50\epsilon^2$
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$	$d/t \leq 70\epsilon^2$
3	$d/t \leq 280\epsilon^2$ NOTE: For $d > 240$ mm and $d/t > 280\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.	$d/t \leq 90\epsilon^2$ NOTE: For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.

Figura 3.3 - Expressões utilizadas para a classificação das secções CHS (EN 1993-1-4)

3.3.Definição do modelo numérico

A definição do modelo numérico foi baseada no estudo de Sousa (2015), sendo de seguida feito uma breve explicação do mesmo.

Para poder introduzir as secções no SAFIR é necessário, em primeiro lugar, definir uma malha do modelo numérico. Recorrendo a uma folha de cálculo automática, foi possível obter imediato as malhas correspondentes com diferentes comprimentos e geometria de secção.

Esta malha foi constituída considerando a linha média da secção, tendo em conta a malha elaborada por Sousa (2015). Sendo assim, as secções SHS são compostas por 5898 nós, 5896 elementos de casca. E as secções CHS são compostas por 5970 nós e 5968 elementos de casca.

De modo a conseguir introduzir as restrições e as cargas, foi necessário aplicar placas de extremidade de 80mm de espessura que não sofrem aumento de temperatura, para também evitar problemas numéricos na distribuição dos esforços.

3.3.1. Cálculo da resistência do elemento

As restrições foram impostas em ambas as extremidades de forma a bloquear os deslocamentos nas direcções y e z e foram também colocadas restrições a meio do elemento

de modo a impedir a deslocação segundo x (desta forma garante-se a simetria do elemento e dos esforços) (Figura 3.4 e 3.5).

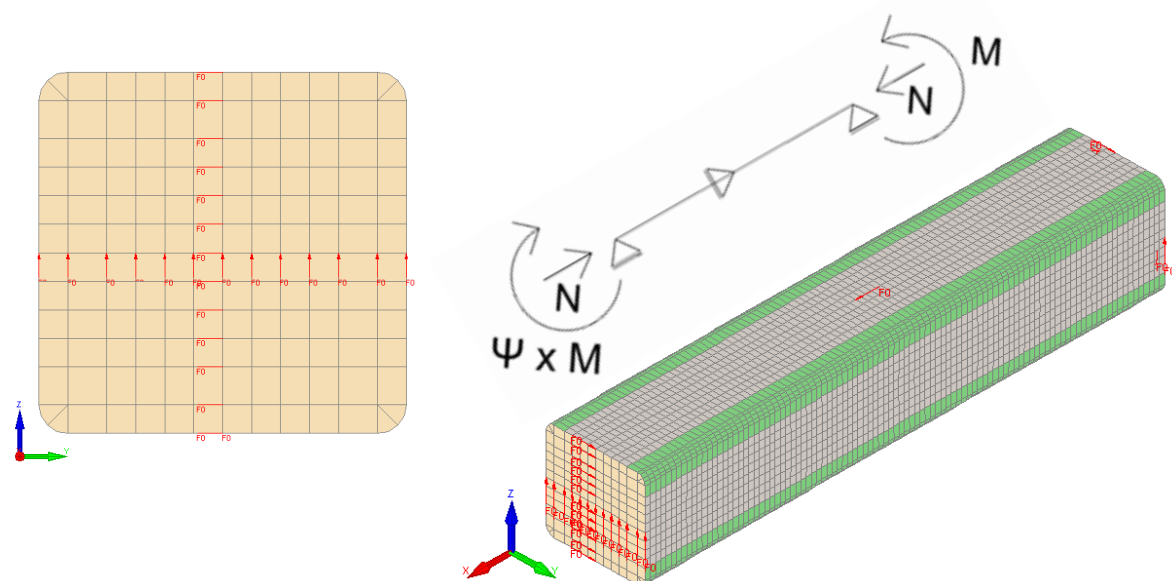


Figura 3.4 - Modelo numérico com as restrições utilizadas para SHS

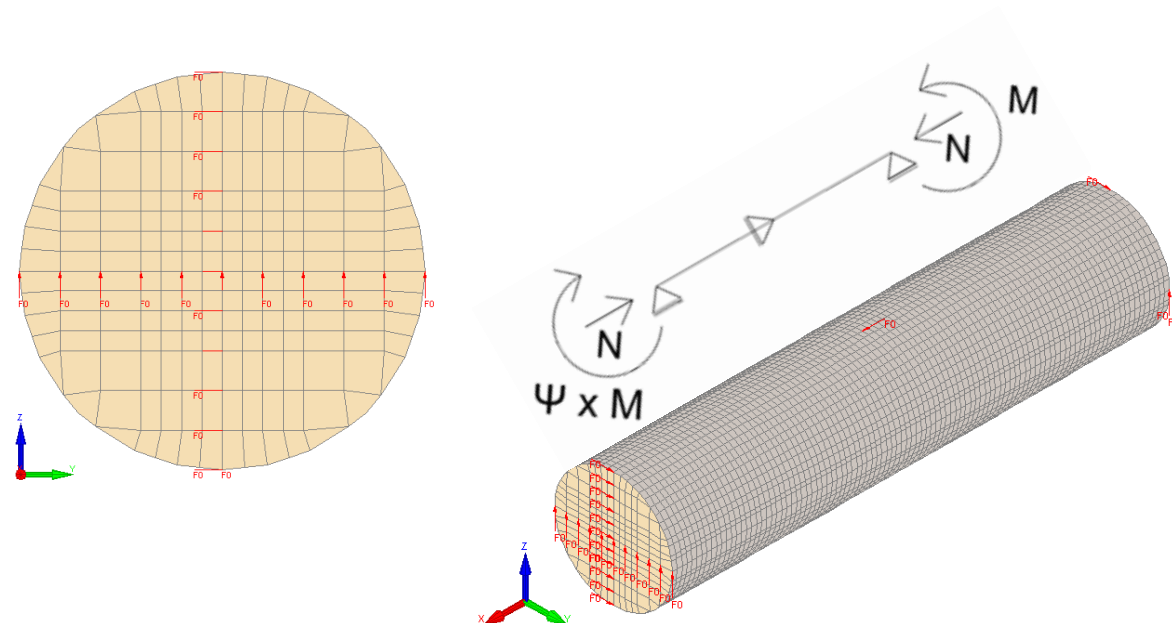


Figura 3.5 - Modelo numérico com as restrições utilizadas para CHS

Relativamente a introdução do esforço axial de compressão, foram aplicadas cargas verticais paralelas à viga-coluna em ambas as extremidades e distribuídas pelos mesmos nós de restrição (ver Figura 3.6). É de notar, que devido ao facto de que a área de influência nas

extremidades ser menor que na zona centro, as cargas aplicadas nas extremidades têm apenas metade da carga que na zona central.

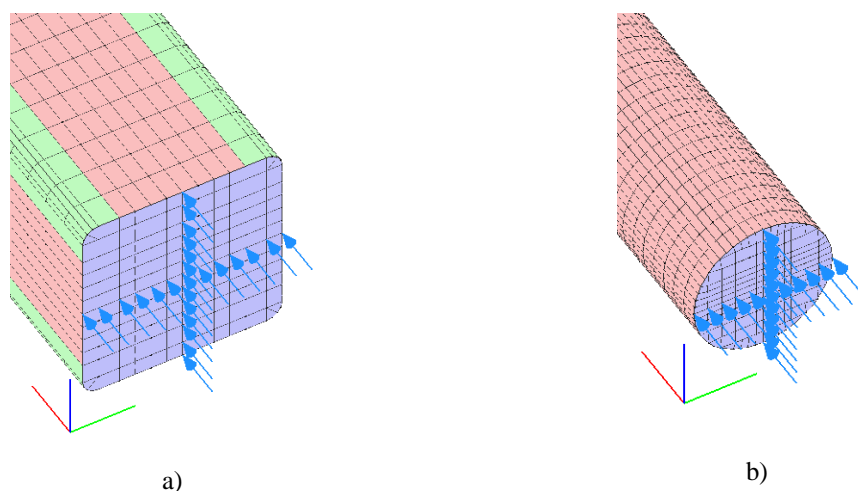


Figura 3.6 - Introdução do esforço axial: a) SHS b) CHS

Para a introdução do momento fletor, foram aplicadas cargas nas duas extremidades para criar um momento unitário positivo ($\Psi=1$), cargas apenas numa das extremidades para criar um momento nulo ($\Psi=0$) e cargas simétricas nas duas extremidades para criar um momento unitário negativo ($\Psi= -1$).

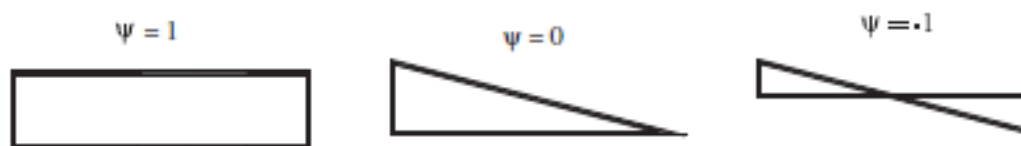


Figura 3.7 - Tipos de introdução do momento fletor consideradas

Nas secções SHS foram aplicadas cargas verticais paralelas à viga-coluna, ao longo de duas faces opostas da secção transversal e com sentidos opostos em cada face, de modo a formar um binário (ver Figura 3.8 a)). Nas secções CHS foram aplicadas duas cargas verticais (uma em cada lado do limite da secção transversal) paralelas à viga-coluna e com sentidos opostos, de modo a formar igualmente um binário (Ver Figura 3.8 b)).

Por fim, para obter a carga de colapso, considerando temperaturas elevadas, foi necessário aumentar a temperatura da secção até atingir a temperatura que se pretende e de seguida aplicar uma carga que vai aumentando até a estrutura colapsar.

Os casos de estudos foram ensaiados a temperaturas de 350°C, 500°C e 600°C. Sendo que 350°C foi considerada por ser a temperatura crítica recomendada para elementos estruturais em aço com secções de classe 4.

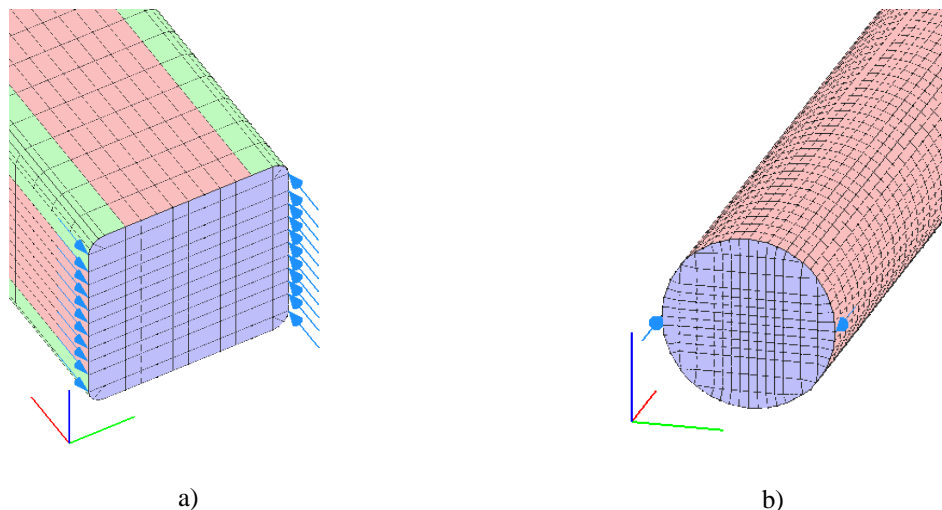


Figura 3.8 - Introdução das forças que originam o binário provocando momento fletor: a) SHS b) CHS

3.3.2. Cálculo da resistência numérica da secção de classe 4

Para poder efetuar o gráfico de comparação entre os resultados obtidos do SAFIR e da metodologia de dimensionamento prevista pela EN 1993-1-2, EN 1993-1-4, EN 1993-1-1 (CEN, 2005a) e da Proposta da UA é necessário calcular o esforço axial resistente da secção e o momento fletor resistente da secção. Para as secções de classe 4 é necessário ter um especial cuidado, pois para calcular esses esforços é preciso ter a A_{eff} e o W_{eff} . Deste modo, decidiu-se efetuar um cálculo numérico da resistência da secção ($N_{c,Rd}$ e $M_{c,Rd}$) recorrendo ao SAFIR, de forma a evitar erros associados à determinação da resistência da secção transversal da classe 4.

Com esse fim, foi necessário restringir lateralmente a secção, para além das restrições iniciais, já colocadas. Quando se trata de uma coluna, no caso das secções SHS, o elemento foi restringido nos cantos, colocando fixações na direção y e z, no caso das secções CHS o elemento foi restringido em quatro nós, colocando fixações na direção y em dois desses nós e na direção z nos restantes nós (ver Figura 3.9 e 3.10).

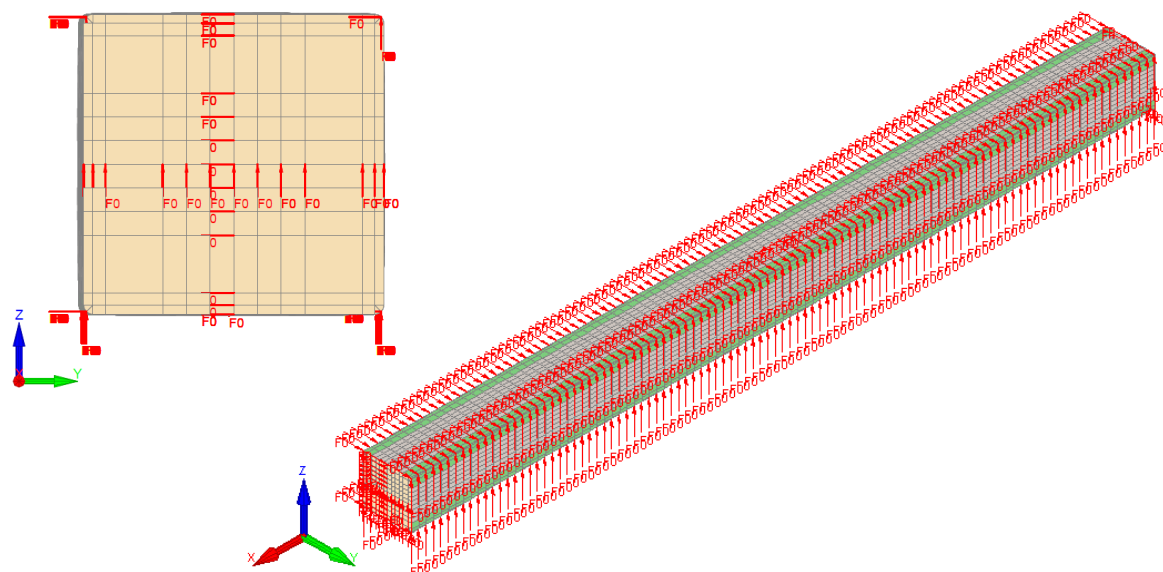


Figura 3.9 - Fixações consideradas para calcular $N_{c,Rd}$ para as SHS

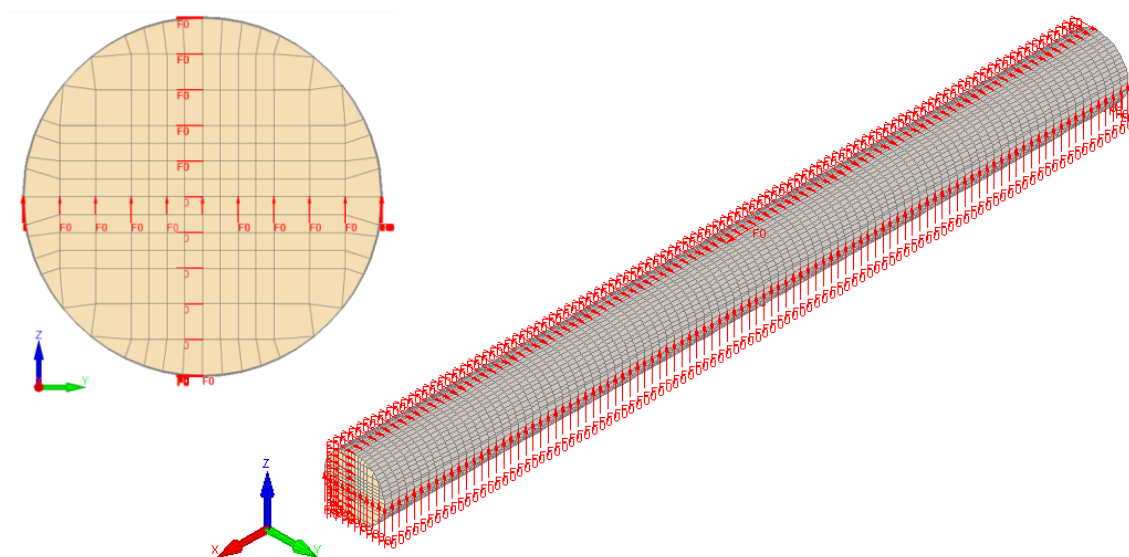


Figura 3.10 - Fixações consideradas para calcular $N_{c,Rd}$ para as CHS

Quando se trata de uma viga, foi necessário restringir as secções segundo a direção z , tanto para as secções SHS como para as secções CHS, visto que, as forças estão aplicadas de modo a originar um momento segundo z o que faz com que haja uma deformação em y , desta forma impede-se que a secção tenha deformações no plano z (ver Figura 3.11 e 3.12).

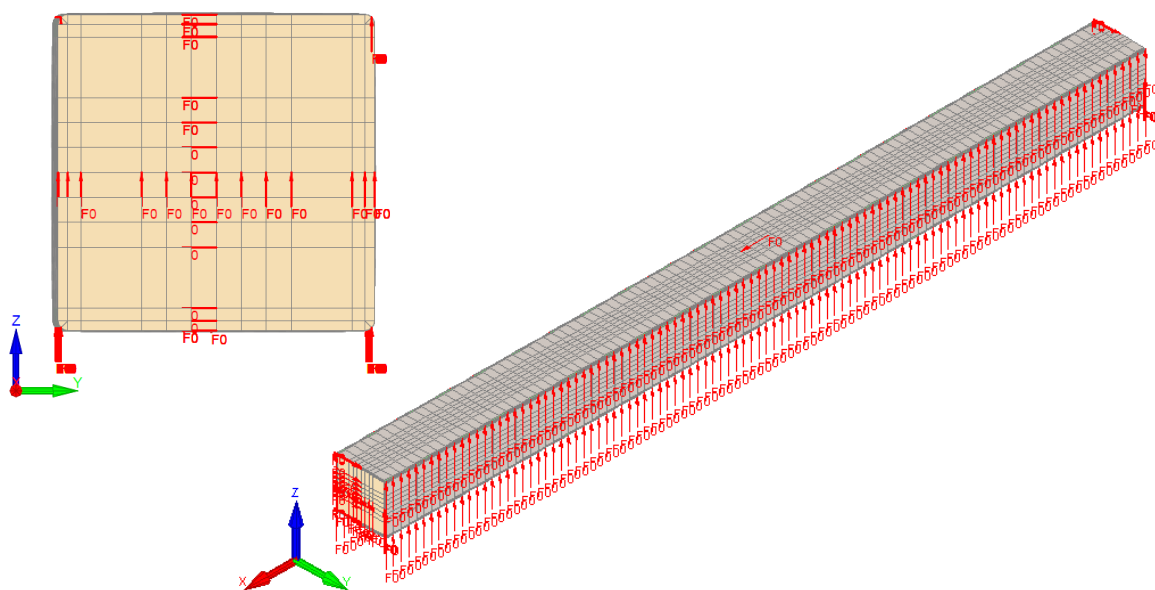


Figura 3.11 - Fixações consideradas para calcular $M_{c,Rd}$ para as SHS

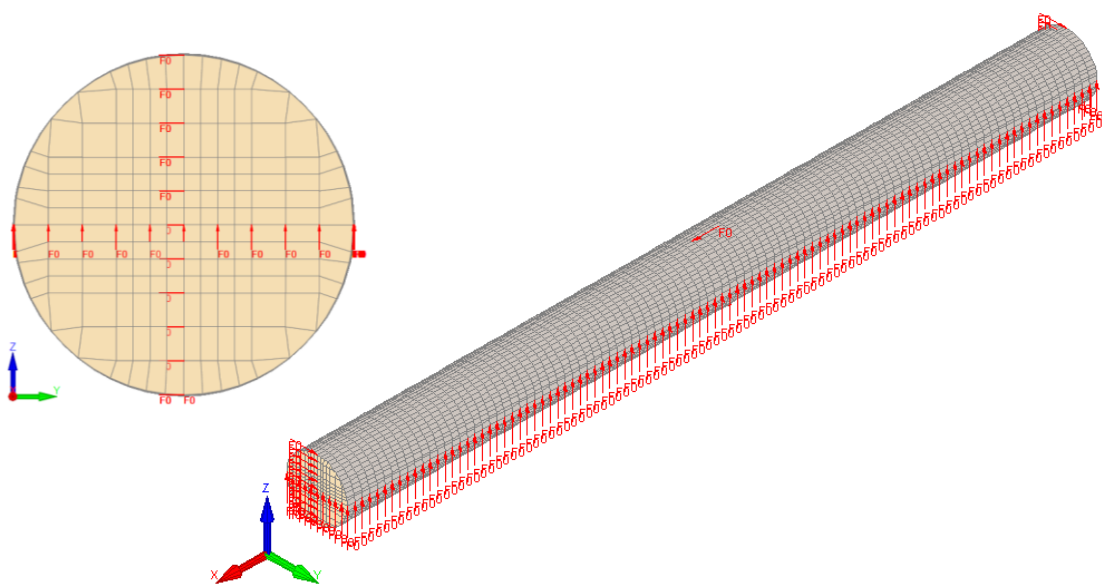


Figura 3.12 - Fixações consideradas para calcular $M_{c,Rd}$ para as CHS

Depois de ter feito alguns estudos é possível afirmar que os valores de $N_{c,Rd}$ e $M_{c,Rd}$ apenas modificam consoante a temperatura, ou seja, a variação do comprimento e a variação do tipo de carregamento do momento fletor não influênciam os resultados de $N_{c,Rd}$, e de $M_{c,Rd}$. Assim foram usados os valores correspondentes a um comprimento de 3 m e com um diagrama de momento fletor $\Psi=1$.

3.4. Imperfeições

3.4.1. Imperfeições geométricas

Nesta dissertação, as imperfeições geométricas representam a forma dos primeiros modos de encurvadura do elemento. Todos os elementos estruturais apresentam imperfeições devido ao processo de fabrico, transporte, armazenagem e método de construção. Assim, não é possível quantificar de forma exata estas imperfeições (Young, 2003).

Consideram-se imperfeições geométricas quando ocorre o desvio de um perfil da sua geometria “perfeita”, ou seja, o perfil contém uma deformação inicial. Estas imperfeições são consideradas na análise de elementos estruturais, podendo-se distinguir entre imperfeições globais e locais (Figura 3.13 e 3.14). As locais apresentam uma maior influência na resistência de secções transversais esbeltas, originando fenómenos de instabilidade locais (distorção da secção reta, falta de esquadria e deformações da alma e no banzo). Para elementos cuja secção transversal é compacta, são as imperfeições globais que mais influenciam a resistência à encurvadura (Schafer e Peköz, 1998).

As imperfeições geométricas foram colocadas com a ajuda de uma folha de cálculo automática, sendo que assim foram consideradas sempre as mesmas imperfeições globais como locais, independentemente da carga aplicada (só esforço axial de compressão, só momento fletor ou esforço axial de compressão mais momento fletor), no entanto isto não será o mais preciso, pois as imperfeições geométricas vão variando consoante a carga aplicada.

Para secções ocas estruturais, a EN 1993-1-5 (2006b) de acordo com o Anexo C, considera uma imperfeição geométrica global e local igual a 80 % da tolerância geométrica de fabrico. Assim, a imperfeição global tanto para secções SHS e CHS é dada por: $\delta = 0.8 \times \frac{L}{750} = \frac{L}{937.5}$, em que a EN 1090-2:2008+A1 (CEN, 2011) recomenda considerar uma tolerância de desvio de $\Delta = \frac{L}{750}$. Relativamente às imperfeições locais, nas secções SHS, a EN 10219-2 (CEN, 2006c) considera uma tolerância que normalmente é considerada pelo fabricante de aço de 0.8% da altura média da secção transversal. Assim, introduziu-se no modelo numérico uma imperfeição local de $\delta = 0.8 \times 0.008 \times h$. Nas

secções CHS, a imperfeição local é dada por $\delta = 0.8 \times 0.01 \times d$, em que 0.01 é uma tolerância considerada pelo fabricante de aço de 1% do diâmetro média da secção transversal de acordo com a EN 10219-2 (Scifo, 2013).

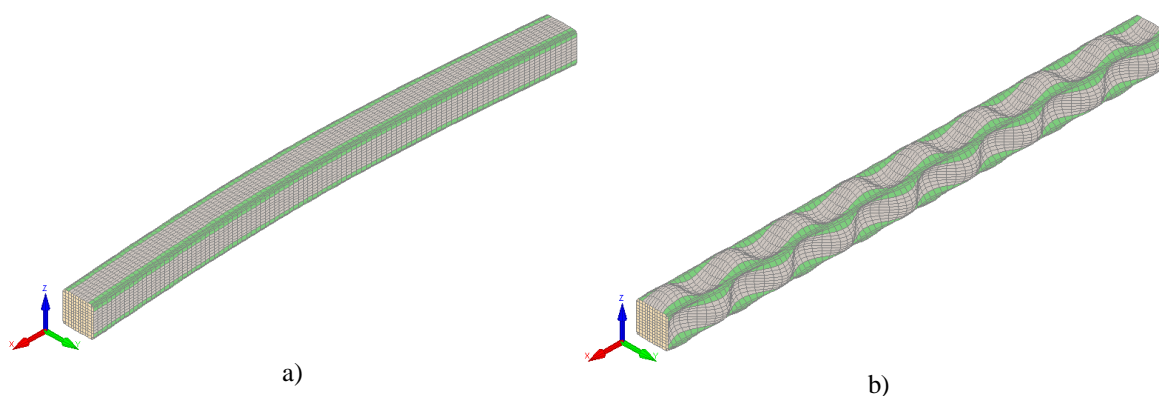


Figura 3.13 - Representação de um exemplo de imperfeições geométricas da secção transversal SHS 200 x 200 x 10 (SAFIR, Franssen 2005): a) global b) local

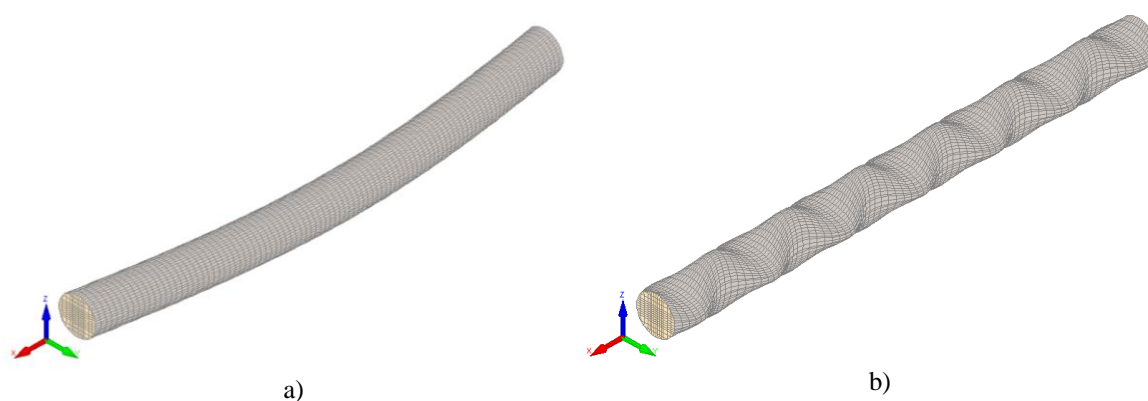


Figura 3.14 - Representação de um exemplo de imperfeições geométricas da secção transversal CHS 244.5 x 244.5 x 8 (SAFIR, Franssen 2005): a) global b) local

Relativamente aos casos com diagramas de momento fletor $\Psi = -1$ apenas foi considerado como imperfeição global uma onda (C), ou seja, como se fosse $\Psi = 1$, tendo-se verificado que desta forma está do lado da segurança como se pode observar na Figura 3.15 e 3.16.

Para poder efetuar a comparação no sentido de utilizar uma onda ou duas, foi necessário aplicar aos elementos as cargas do momento fletor considerando $\Psi = -1$, mas considerando uma vez uma onda (C) e outra vez duas ondas (S).

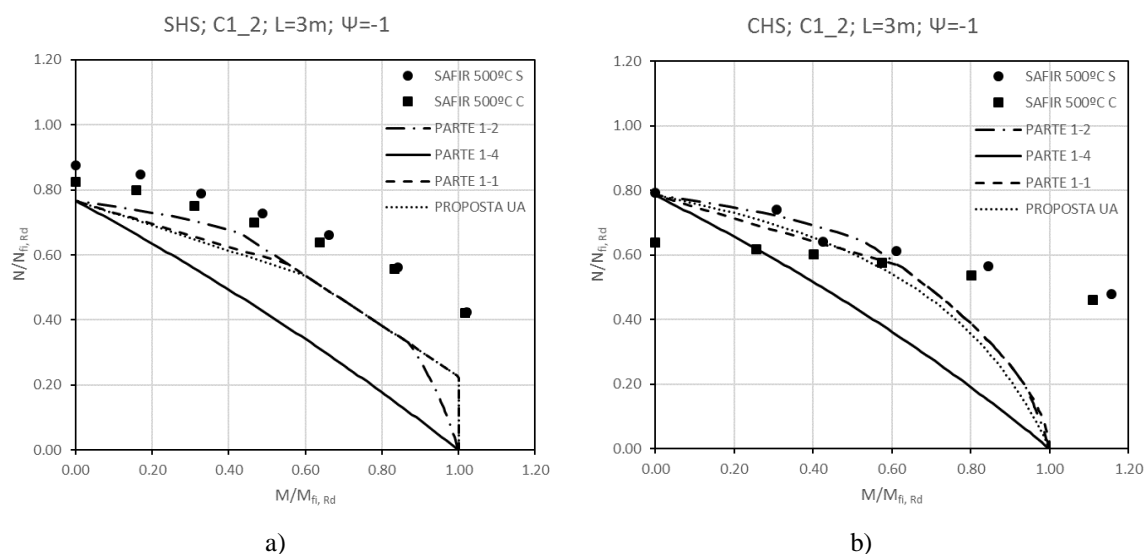


Figura 3.15 - Teste efetuado para elemento com cargas de momento fletor de $\Psi= -1$ e para $L=3\text{ m}$: a) SHS
b) CHS

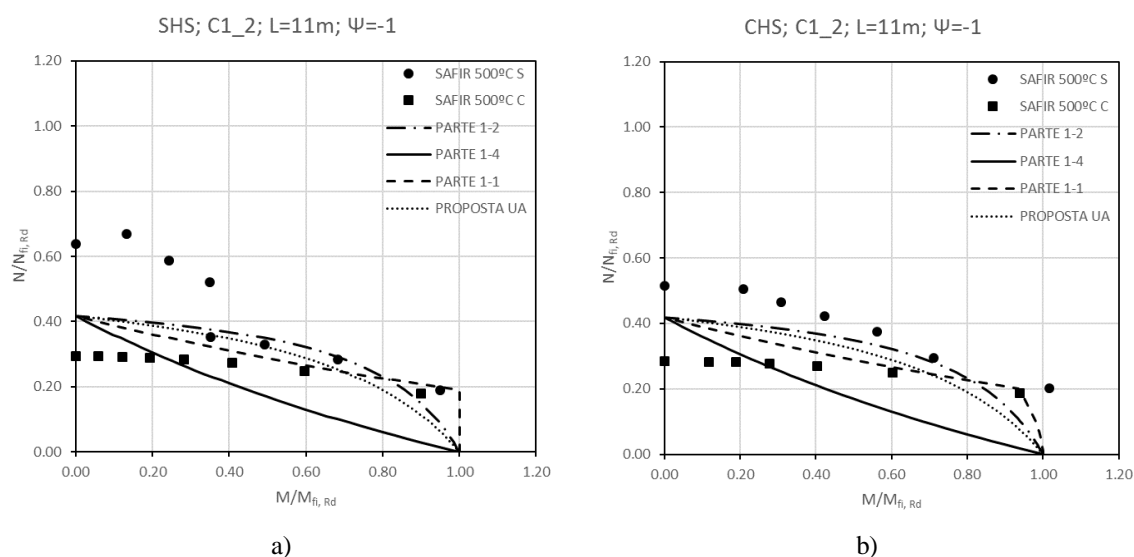


Figura 3.16 - Teste efetuado para elemento com cargas de momento fletor de $\Psi= -1$ e para $L=11\text{ m}$: a) SHS
b) CHS

Ao juntar as imperfeições locais com as imperfeições globais, de acordo com a EN 1993-1-5 (CEN, 2006b), foi tido em conta a combinação das imperfeições, em que se escolhe uma imperfeição principal e as restantes terão um valor reduzido de 70%. No entanto, esta redução revela não ter qualquer influência significativa nos resultados numéricos finais (Lopes e Vila Real, 2014). Assim para comprimentos pequenos como $L=1\text{ m}$, as imperfeições principais consideradas foram as imperfeições geométricas locais caso contrário são as imperfeições geométricas globais as imperfeições principais.

3.4.2. Tensões residuais

As tensões residuais correspondem às tensões existentes num corpo sem a ocorrência de carregamentos externos ou gradientes de temperatura. Este tipo de tensões surge nos elementos devido à técnica de processo de fabrico escolhido (Cruise e Gardner, 2008). Depois de passar pelo processo de fabrico, o elemento pode sofrer deformação axial e curvatura correspondentes a tensões residuais de membrana e de flexão (Cruise, 2007).

Em elementos de aço com secções laminadas a quente, as tensões residuais não variam significativamente ao longo da espessura, no entanto em elementos formados a frio existem tensões residuais dominadas por "flexão" que provocam desta forma uma variação de espessura (Schafer e Peköz, 1998).

Para perfis tubulares quadrados em aço inoxidável, as tensões residuais de membrana e de flexão distribuem-se de maneira diferente ao longo da secção. Ambas as tensões apresentam distribuições diferentes nos cantos e na zona plana da secção, ou seja, nas tensões de membrana a zona plana da secção é dividida em parte central e parte exterior da placa (ver Figura 3.17 a)) (Theofanous e Gardner, 2009) relativamente às tensões de flexão, estas variam linearmente ao longo da espessura e surgem com resultado das deformações plásticas durante o processo de formação (ver Figura 3.17 b)) (Sousa, 2015). Os valores apresentados nestas figuras são valores considerados por Scifo (2013), Cruise e Gardner (2008) e Sousa (2015) em que $\sigma_{0,2}$ corresponde a tensão de proporcionalidade.

A sensibilidade às tensões residuais vai variando com o aumento da esbelteza do elemento, podendo até ter uma influência positiva para colunas com pequenas esbeltezas, uma vez que aumenta a sua resistência inicial (Jandera et al., 2008).

Nesta dissertação foram consideradas as tensões residuais longitudinais e apenas nas secções SHS (Gardner Cruise, 2009). Nas secções CHS não foram consideradas tensões residuais, uma vez que o processo de fabrico não provoca tensões residuais significativas.

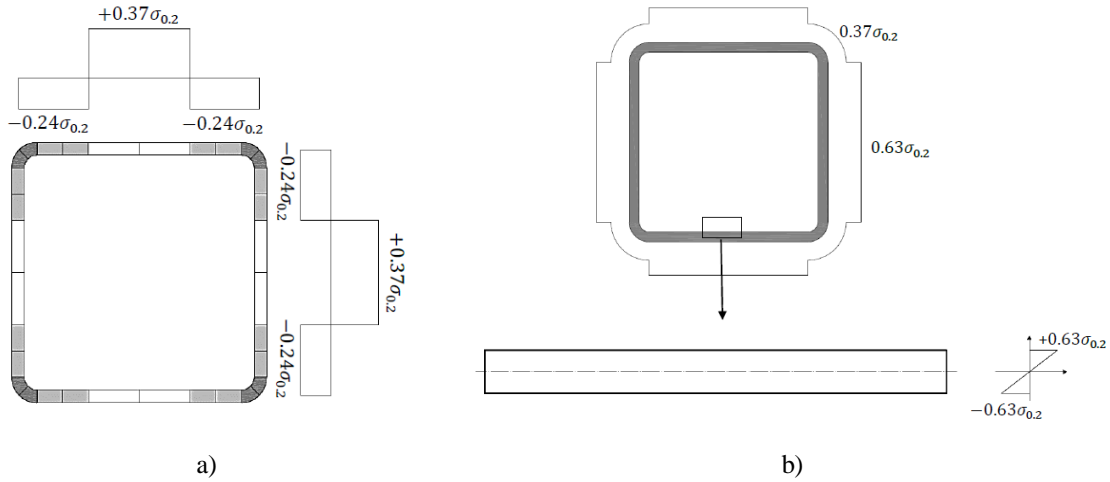


Figura 3.17 - Representação da proposta de distribuição de tensões residuais de membrana e de flexão, respetivamente (Sousa, 2015): a) tensões de membrana b) tensões de flexão

3.4.3. Tensões de canto melhoradas

Durante o processo de fabrico de uma secção SHS, 10 a 20% da deformação plástica ocorre na zona dos cantos, o que provoca um aumento da resistência nos cantos. Este aumento das tensões de canto influencia posteriormente a resistência final do elemento (Lopes e Vila Real 2014), (Jandera e Machacek 2014).

A maior vantagem da resistência nos cantos é obtida no processo de fabrico a frio. As deformações plásticas que ocorrem durante o processo de fabrico a frio resultam num aumento da tensão de proporcionalidade ($\sigma_{0,2}$) e da tensão última (σ_u) do material com uma correspondente queda na ductilidade (Ashraf et al., 2005). Desta forma, as tensões $\sigma_{0,2}$, σ_u , a espessura da placa, t , e o grau de curvatura (raio interior do canto e o ângulo incluído) devem ser considerados no cálculo da resistência dos cantos (Ashraf et al., 2005).

$$\sigma_{0,2,c} = \frac{1.881\sigma_{0,2,v}}{\left(\frac{r_i}{t}\right)^{0.194}} \quad (3.1.)$$

$$\sigma_{u,c} = 0.75\sigma_{0,2,c} \left(\frac{\sigma_{u,v}}{\sigma_{0,2,v}} \right) \quad (3.2.)$$

Em que $\sigma_{0,2,v}$ é a tensão limite de proporcionalidade do material, t é a espessura da secção transversal, r_i é o raio interno do canto (que é igual a t), $\sigma_{0,2,c}$ é tensão limite de

proporcionalidade dos cantos, $\sigma_{u,v}$ é tensão última do material e $\sigma_{u,c}$ é tensão última de cedência.

Tabela 3.2 - Valores de f_y , f_u , $\sigma_{0,2c}$ e $\sigma_{u,c}$ de cada aço considerado nesta dissertação

1.4301

f_y	MPa	210
f_u		520
$\sigma_{0,2c}$		395.01
$\sigma_{u,c}$		733.59

Nesta dissertação considerou-se um prolongamento dos cantos de $2t$ (ver Figura 3.18).

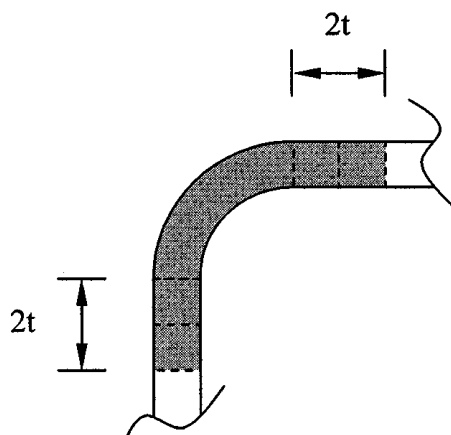


Figura 3.18 - Prolongamento dos cantos

Capítulo 4

Estudo Paramétrico

Capítulo 4. Estudo paramétrico

- 4.1. Considerações gerais
- 4.2. Comparação com curvas de interação
- 4.3. Avaliação estatística das propostas de cálculo

Capítulo 4. ESTUDO PARAMÉTRICO

4.1. Considerações gerais

Neste capítulo serão apresentados os resultados do estudo numérico paramétrico efetuado, comparando os resultados numéricos obtidos pelo SAFIR (Franssen, 2005) e os resultados obtidos utilizando a metodologia de dimensionamento prevista pela EN 1993-1-2 (CEN, 2005b), EN 1993-1-4 (CEN, 2006a), EN 1993-1-1 (CEN, 2005a) e pela Proposta da UA (Lopes et al., 2012), relativamente à análise da resistência da secção e do elemento quando sujeitas ao esforço axial de compressão mais momento fletor. Prosseguindo com a apresentação da discussão dos resultados, ter-se-á em conta o tipo de classe (1 a 4) de secção transversal, temperatura, comprimentos do elemento e tipo de carregamento do momento fletor, bem como uma avaliação estatística dos resultados obtidos.

Para poder fazer esta comparação decidiu-se recorrer à ajuda de gráficos em que a abcissa é dada pelo valor de $M/M_{c,fi,Rd}$ e a ordenada pelo valor de $N/N_{c,fi,Rd}$. É de notar que M e N são os esforços resistentes do elemento em situação de incêndio (a carga última obtida pelo SAFIR) e $M_{c,fi,Rd}$ e $N_{c,fi,Rd}$ são os esforços resistentes da secção em situação de incêndio, considerando a resistência da secção obtida analiticamente (ver Equações 4.1 e 4.2), exceto para a classe 4, em que a resistência da secção foi obtida numericamente (ver 3.3.2.).

$$N_{c,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \frac{A f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (4.1)$$

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \frac{W f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (4.2)$$

O fator de redução, χ_{fi} , foi considerado igual ao valor mínimo entre 1 e $N/N_{c,fi,Rd}$ tendo só esforço axial, ou seja, considerando o elemento como coluna.

4.2. Comparação com curvas de interação

Neste capítulo apresentam-se alguns gráficos relativamente à comparação entre os resultados obtidos do SAFIR e os resultados obtidos utilizando as metodologias de dimensionamento já anteriormente indicadas, os restantes gráficos encontram-se no Anexo B.

Nestas comparações será possível analisar as diferenças existentes tendo em conta carregamentos de momentos fletor, secções transversais, temperaturas e diferentes comprimentos dos elementos, mas antes de proceder às comparações com as curvas de interação, serão apresentados alguns exemplos de modo de colapso de vigas-colunas de forma a ser possível avaliar os diferentes modos de encurvadura existentes (global e local) e deformações.

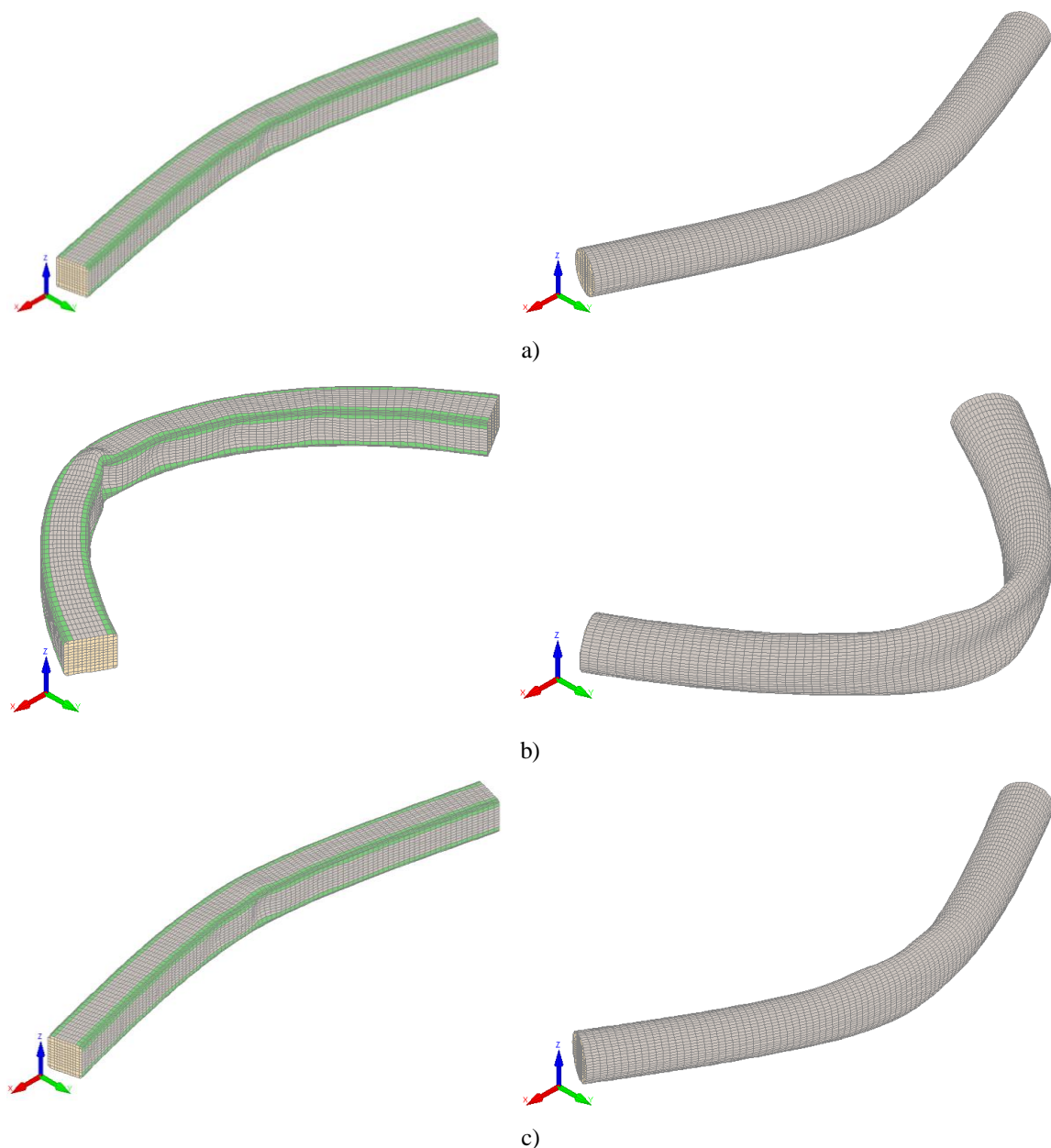


Figura 4.1 - Instante da carga última com C1_2, L=3 m e 500°C, vista isométrica a) coluna b) viga
c) viga- coluna

Em primeiro lugar é apresentado na Figura 4.1 a) um exemplo de fenómeno de instabilidade de encurvadura global provocado pelo esforço axial de compressão, no caso de secções SHS e CHS. Na Figura 4.1 b) apresentam-se elementos sujeitos a deformação provocado por momento fletor e encurvadura local. Prosseguindo com a Figura 4.1 c), os elementos estão sujeitos a encurvadura global provocado por esforço axial de compressão e deformação provocado por momento fletor.

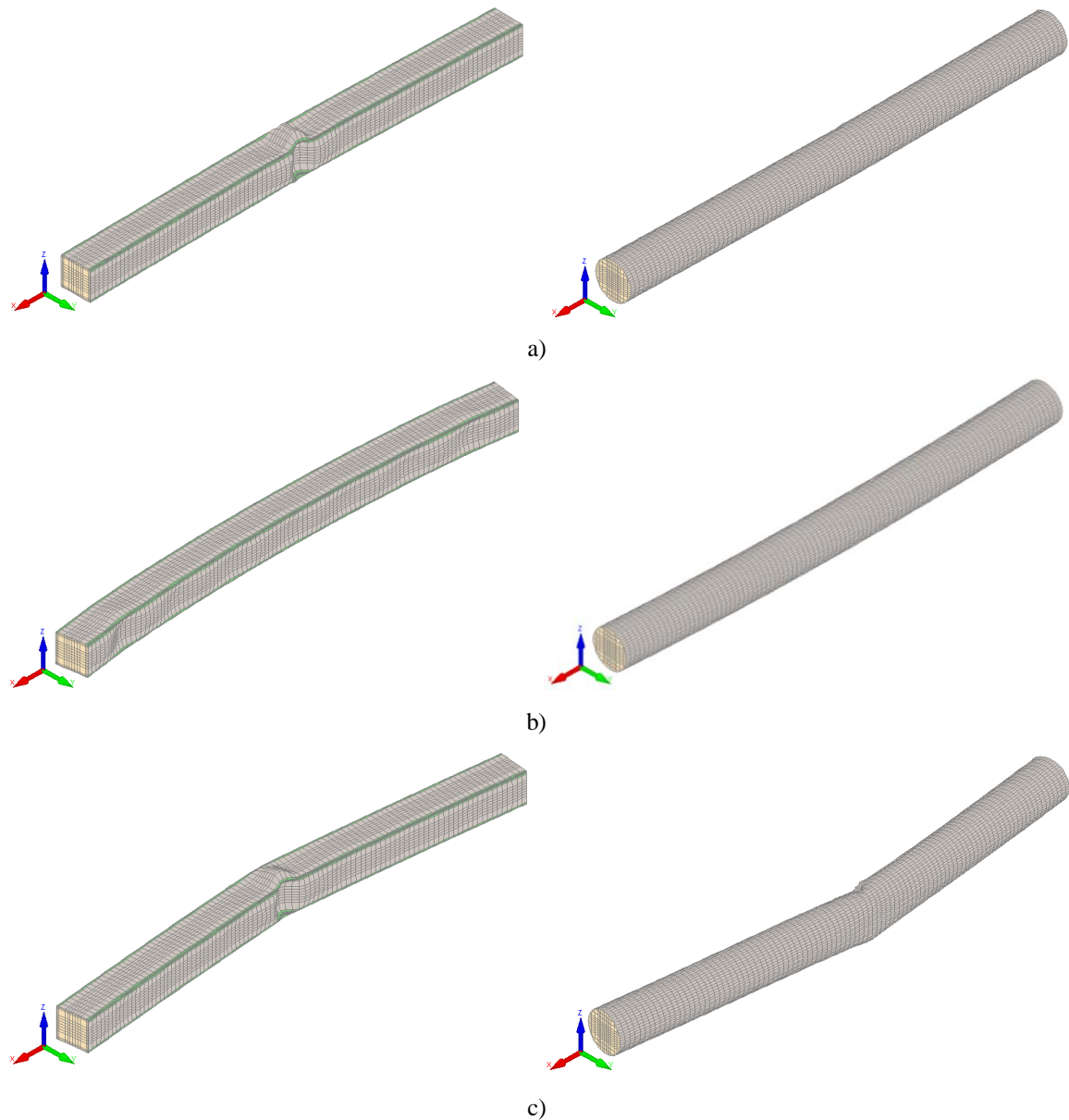


Figura 4.2 - Instante da carga última com C4, $L=3$ m e 500°C , vista isométrica: a) coluna b) viga
c) viga- coluna

Na Figura 4.2 a) apresentam-se exemplos de ocorrência de fenómenos de instabilidade de encurvadura local, pois tratam-se de secções transversais de classe 4, quando sujeitos ao esforço axial de compressão. Na Figura 4.2 b), apresentam-se elementos de viga, ou seja, elementos sujeitos ao momento fletor, que assim sendo apresentam deformações provocados pelo mesmo e encurvadura local que ocorre para comprimentos maiores antes de atingir o momento resistente calculado numericamente. Os elementos apresentados na Figura 4.2 c) estão sujeitos a ocorrência do fenómeno de instabilidade encurvadura local, por, igualmente, se tratar de uma secção transversal de classe 4 e por estar sujeito ao esforço axial de compressão. Para além disso, ocorre a deformação do elemento provocada pelo momento fletor.

4.2.1. Secções tubulares quadrangulares

Para uma fácil percepção das possíveis diferenças existentes nos gráficos que aqui serão apresentados, decidiu-se em considerar um conjunto de dados fixos, tais como, $\Psi=1$, classe 1 e 2, 500°C e $L=3$ m e ir variando apenas o parâmetro em que se pretende demonstrar as alterações existentes. Assim sendo, segue o gráfico base (Figura 4.3) para efetuar posteriormente as comparações entre resultados.

Verifica-se que a EN 1993-1-2 e a Proposta da UA, comparativamente aos resultados numéricos, estão do lado da segurança, no que diz respeito a EN 1993-1-1 também está do lado da segurança, no entanto para valores mais elevados de esforço axial e valores mais baixos de momento fletor, os resultados sobrepõem-se a curva de interação em questão. Na EN 1993-1-4 a maioria dos resultados estão inseguros.

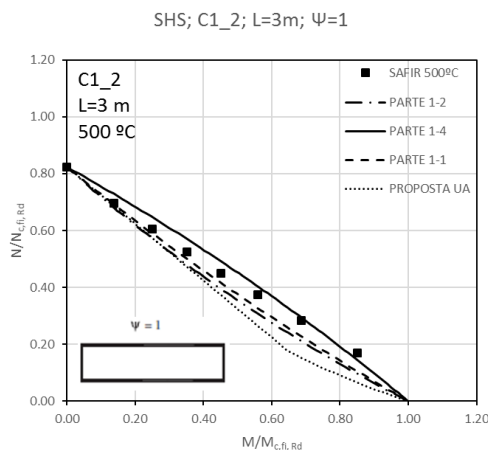


Figura 4.3 - Resultados numéricos para elementos com SHS de C1_2 à 500°C com $L=3$ m para $\Psi=1$

Pela análise dos gráficos (ver Figura 4.4) é possível observar que o diagrama do momento fletor, $\Psi = -1$, apresenta valores numéricos mais elevados quando comparando com $\Psi = 1$ e $\Psi = 0$, e maior número de amostras do lado da segurança.

Relativamente ao diagrama do momento fletor $\Psi = -1$ todas as metodologias de dimensionamento em estudo estão do lado da segurança, ao contrário ao que acontece para $\Psi = 0$, em que, analisando a metodologia de cálculo EN 1993-1-2, apresenta valores inseguros considerando valores elevados de esforço axial e baixos de momento fletor.

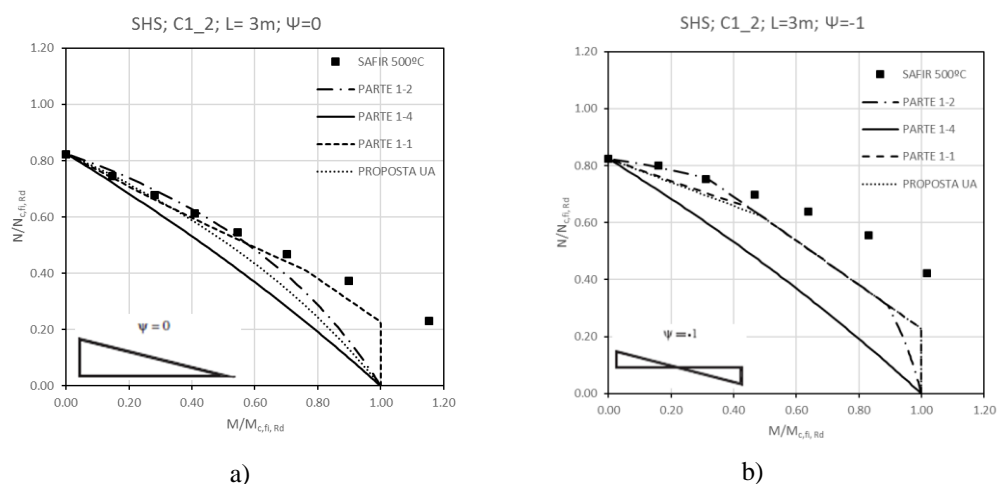


Figura 4.4 - Resultados numéricos para elementos com SHS de C1_2 à 500°C com L=3 m: a) $\Psi = 0$ b) $\Psi = -1$

Analisando as metodologias de dimensionamento em estudo, na Figura 4.5, é possível identificar que para as secções transversais de classe 4, estas metodologias não estão do lado da segurança, enquanto que na secção transversal de classe 3, apenas a EN 1993-1-4 é que não verifica a segurança para valores elevados de esforço axial de compressão e valores baixos de momento fletor.

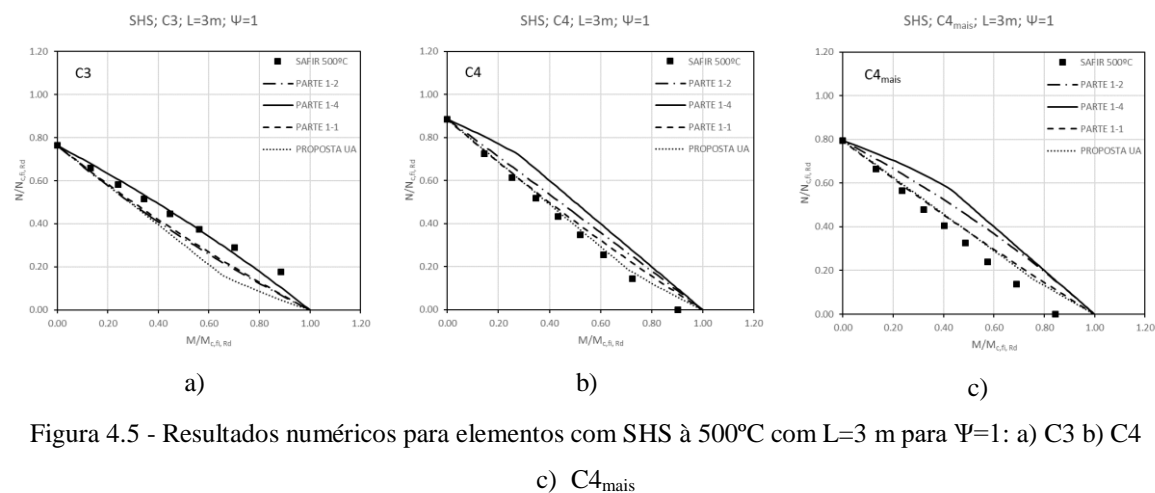


Figura 4.5 - Resultados numéricos para elementos com SHS à 500°C com L=3 m para $\Psi = 1$: a) C3 b) C4 c) C4_{mais}

A variação da temperatura pouco influencia os resultados numéricos, pelo que não existem diferenças significativas (ver Figura 4.6).

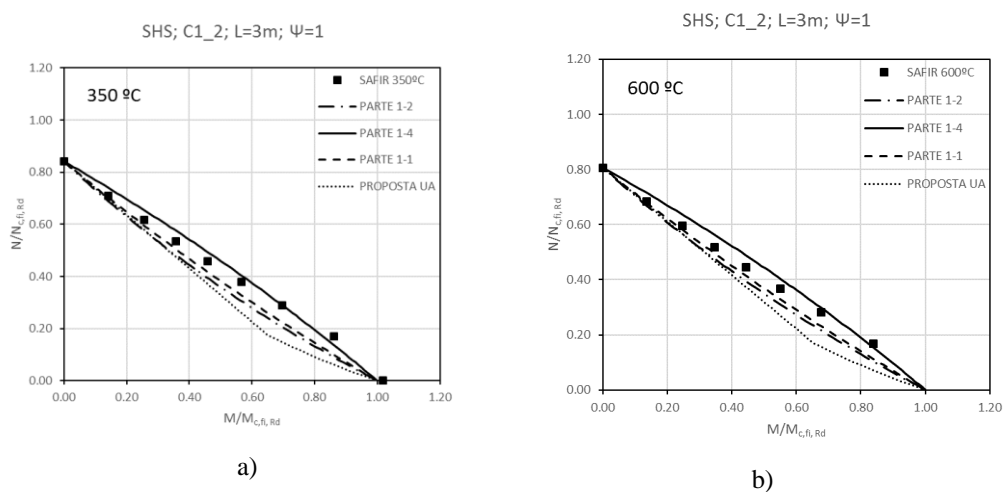


Figura 4.6 - Resultados numéricos para elementos com SHS de C1_2 com $L=3$ m para $\Psi=1$: a) 350°C
b) 600°C

Pela análise dos gráficos, apresentados na Figura 4.7, é possível observar que quanto maior for o comprimento do elemento, as curvas de interação vão baixando, assim como os resultados numéricos.

Assim sendo, para $L=1$ m todas as metodologias de cálculo em estudo estão do lado da segurança, para $L=7$ m apenas se satisfaz a segurança relativamente a EN 1993-1-2 e a Proposta da UA e por fim para $L=11$ m, apenas a Proposta da UA verifica a segurança.

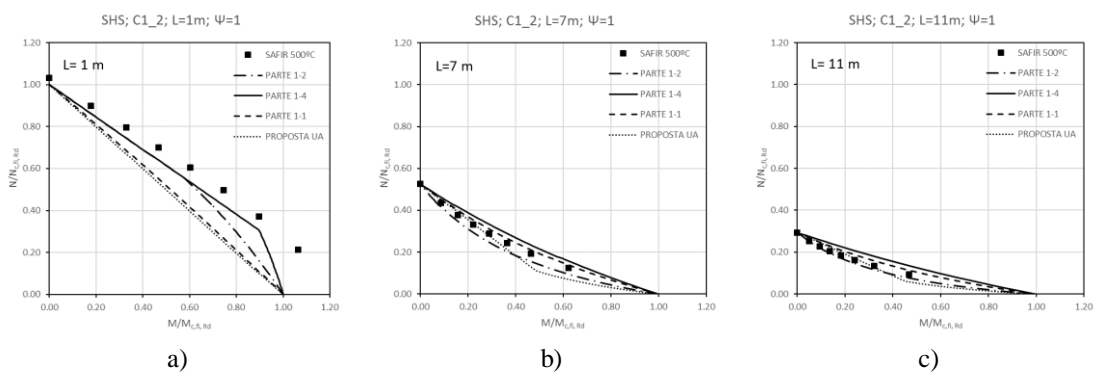


Figura 4.7 - Resultados numéricos para elementos com SHS de C1_2 à 500°C para $\Psi=1$: a) $L=1$ m b) $L=7$ m
c) $L=11$ m

4.2.2. Secções tubulares circulares

Para as secções CHS prosseguiu-se pelo mesmo raciocínio e assim consideraram-se os seguintes dados fixos: $\Psi=1$; classe 1 e 2; 500°C e $L=3$ m (ver Figura 4.8).

Todas as propostas de cálculo estão do lado da segurança, no entanto deve-se ter um especial cuidado para valores elevados de esforço axial de compressão e baixos de momento fletor, pois a verificação esta no limite.

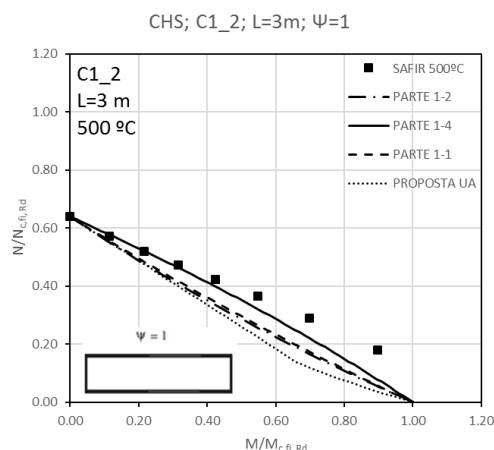


Figura 4.8 - Resultados numéricos para elementos com CHS de C1_2 à 500°C com $L=3$ m para $\Psi=1$

Analisando o gráfico da Figura 4.9 e à semelhança do que acontece para as secções SHS, é possível observar que o diagrama do momento fletor, $\Psi=-1$, apresenta valores numéricos mais elevados quando comparando com $\Psi=1$ e $\Psi=0$, no entanto para as secções CHS todas as metodologias de cálculo em estudo e para os tipos de diagrama do momento fletor considerados, verificam a segurança. Para $\Psi=0$ é necessário ter um especial cuidado para valores elevados de esforço axial de compressão e baixos de momento fletor, pois verifica no limite.

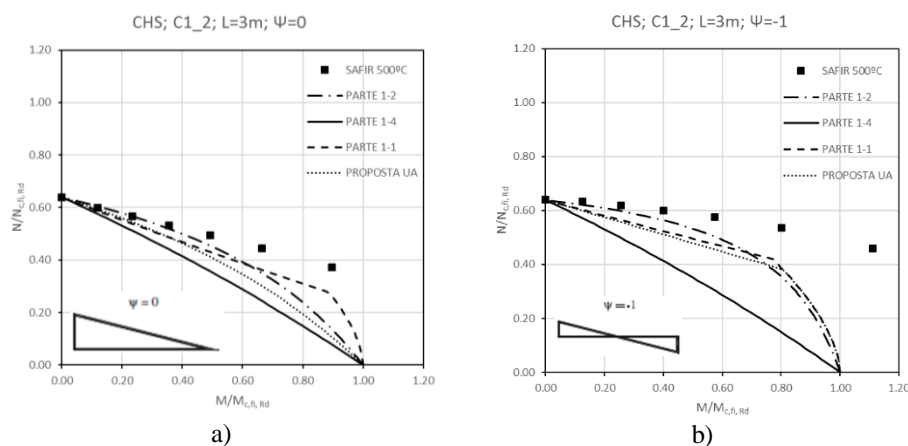


Figura 4.9 - Resultados numérico para elementos com CHS de C1_2 à 500°C com $L=3$ m: a) $\Psi=0$ b) $\Psi=-1$

No que diz respeito à variação da classe da secção transversal (ver Figura 4.10), à medida que as paredes da secção transversal se tornam mais finas, mais elevados serão as curvas de interação e mais elevados são os resultados numéricos obtidos.

As metodologias de dimensionamento em estudo encontram-se todos do lado da segurança exceto a EN 1993-1-4, relativamente à classe 3 e quando se trata de uma viga, nenhuma metodologia e para nenhuma classe é possível verificar a segurança.

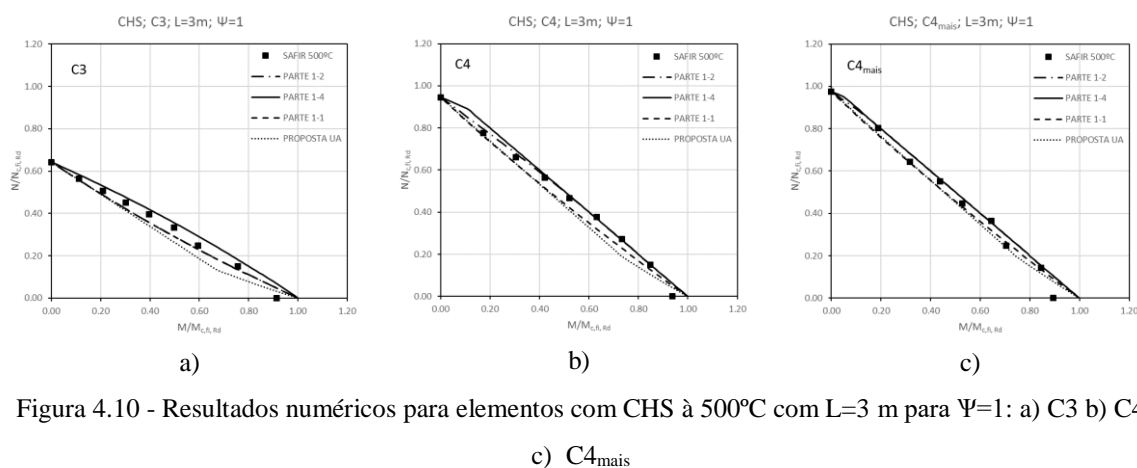


Figura 4.10 - Resultados numéricos para elementos com CHS à 500°C com $L=3$ m para $\Psi=1$: a) C3 b) C4 c) C4_{mais}

Também para as secções CHS, a variação da temperatura pouco influencia os resultados numéricos, pelo que não existem diferenças significativas (ver Figura 4.11).

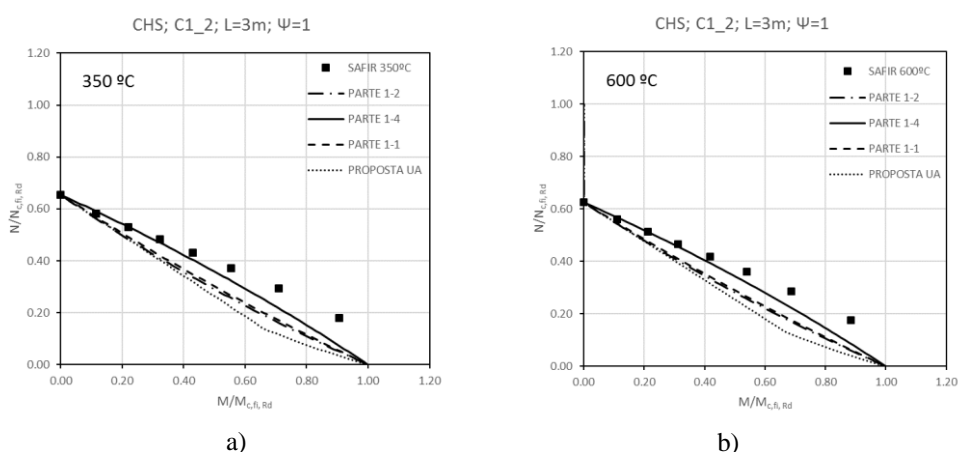


Figura 4.11 - Resultados numéricos para elementos com CHS de C1_2 com $L=3$ m para $\Psi=1$: a) 350°C b) 600°C

No gráfico apresentado na Figura 4.12 é possível observar que quanto maior for o comprimento do elemento, as curvas de interação vão baixando assim como os resultados numéricos.

Todas as metodologias de cálculo em estudo encontram-se do lado da segurança, exceto a EN 1993-1-4, para $L=1$ m, quando existe esforço axial de compressão elevado e momento fletor baixo, para $L=7$ m a mesma metodologia apresenta valores numéricos no limite e para $L=11$ m também não verifica à segurança.

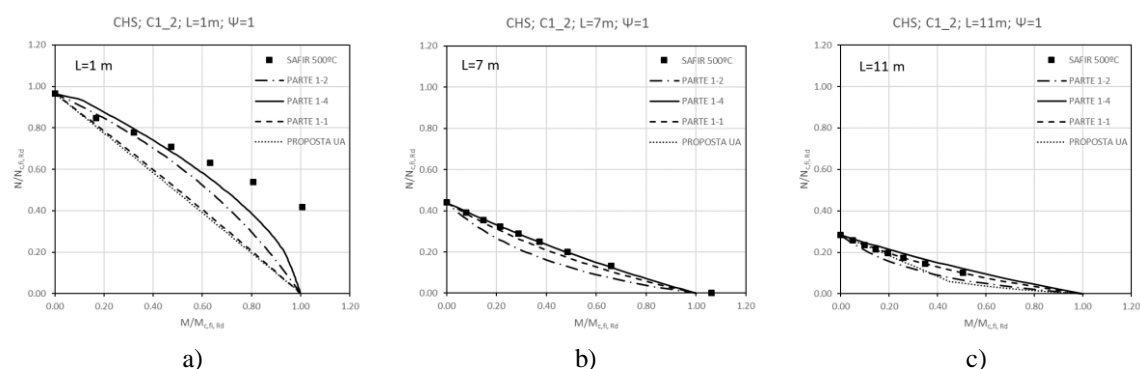


Figura 4.12 - Resultados numéricos para elementos com CHS à 500°C para $\Psi=1$ e $L=1$ m: a) $L=1$ m
 b) $L=7$ m c) $L=11$ m

4.3. Avaliação estatística das propostas de cálculo

A avaliação estatística das propostas de cálculo serve para proceder à avaliação da percentagem de amostras do lado da segurança e, deste modo, averiguar se a EN 1993-1-2, EN 1993-1-4, EN 1993-1-1 e a Proposta da UA são suficientemente seguras ou se futuramente será necessário aplicar correções a estas metodologias de dimensionamento. Logo, foi feita uma comparação entre os resultados obtidos do SAFIR e os resultados obtidos considerando as metodologias de dimensionamento anteriormente indicadas, salienta-se que, para esta análise, não foram considerados os valores dos resultados numéricos quando se trata de uma coluna, ou de uma viga, apenas interessou analisar o caso da curva de interação propriamente dita, ou seja, viga-coluna.

Baseado nos critérios de avaliação de Kruppa, J. (1999), para que uma determinada formulação analítica (EN 1993-1-2, EN 1993-1-4, EN 1993-1-1 e Proposta da UA) seja

considerada admissível, foi considerado que o valor da razão entre a resistência obtida analiticamente e o obtido numericamente devesse cumprir os seguintes critérios:

- i. $A/B \leq 1.5$;
- ii. no máximo apenas 20% dos resultados numéricos estejam fora de segurança;
- iii. a média dos valores A/B esteja do lado da segurança, isto é, não pode apresentar um valor superior a um.

Sendo que A representa a relação entre $M/M_{c,fi,Rd}$ e $N/N_{c,fi,Rd}$ dos valores analíticos e B representa a relação entre $M/M_{c,fi,Rd}$ e $N/N_{c,fi,Rd}$ dos valores numéricos, deste modo vem:

$$A = \sqrt{\left(\frac{M}{M_{c,fi,Rd}}\right)_{EC3/Proposta\ UA}^2 + \left(\frac{N}{N_{c,fi,Rd}}\right)_{EC3/Proposta\ UA}^2} \quad (4.1)$$

$$B = \sqrt{\left(\frac{M}{M_{c,fi,Rd}}\right)_{SAFIR}^2 + \left(\frac{N}{N_{c,fi,Rd}}\right)_{SAFIR}^2} \quad (4.2)$$

Por fim, através destes resultados, foi possível proceder a avaliação estatística, calculando a média, o desvio padrão, o número de amostras e percentagem fora da segurança, o erro máximo tendo em conta A/B e elaborar gráficos estatísticos. Estes gráficos foram elaborados com base numa linha auxiliar correspondente ao limite de segurança entre as propostas e os resultados numéricos, linhas de referência (linhas à tracejado) que correspondem a $\pm 10\%$ da linha principal (anteriormente indicada) e uma linha de tendência (linha pontuada).

4.3.1. Secções tubulares quadrangulares

Na Figura 4.13 e na Tabela 4.1 apresentam-se os resultados estatísticos obtidos, relativamente a EN 1993-1-2, EN 1993-1-4, EN 1993-1-1 e a Proposta da UA, considerando o tipo de carregamento $\Psi=1$ e classe 1 e 2.

A partir da Figura 4.13 é possível verificar que, a maioria dos resultados se encontram do lado da segurança, pois localizam-se abaixo da linha que marca a separação entre os resultados seguros dos inseguros, no entanto na EN 1993-1-4 e EN 1993-1-1 existem alguns resultados fora da segurança.

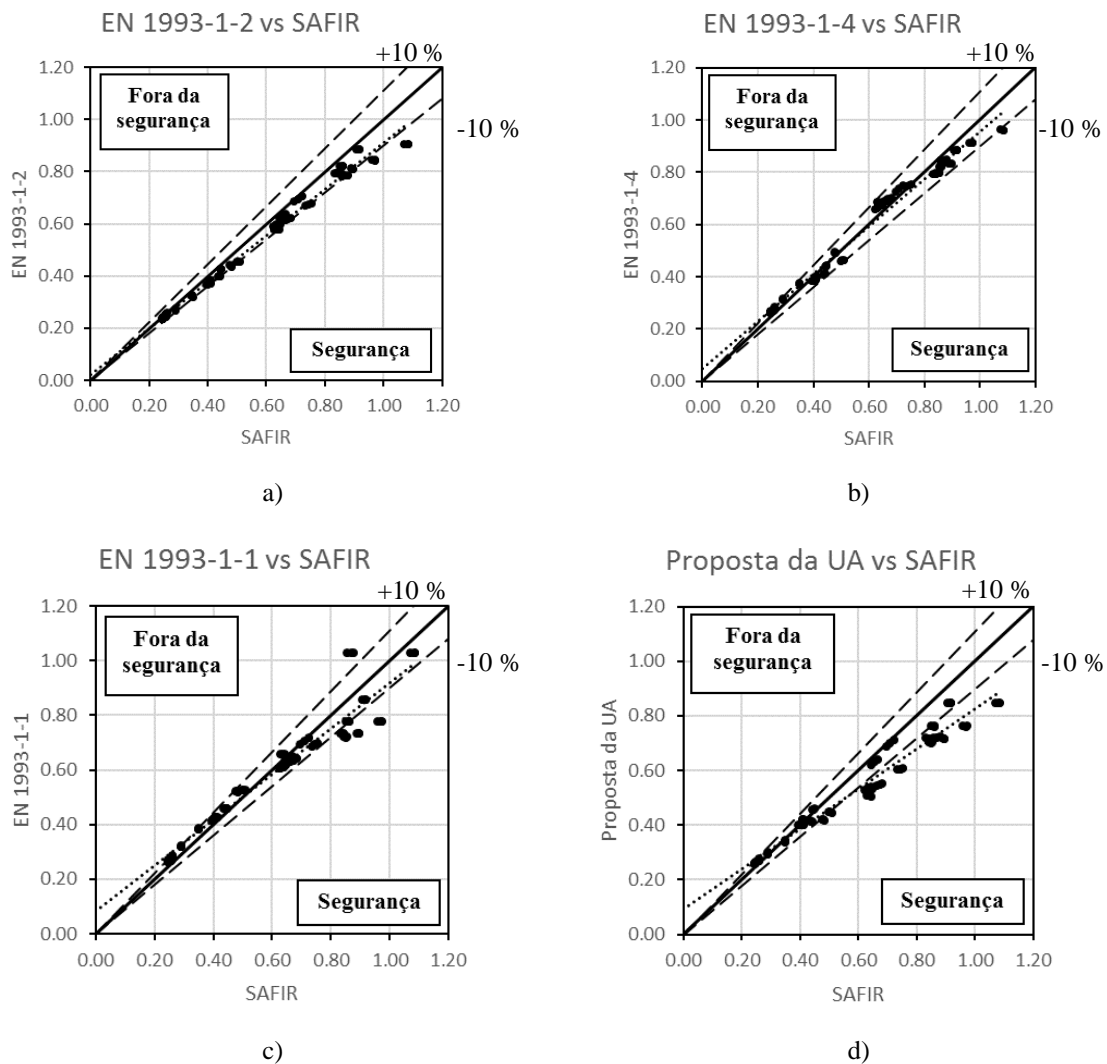


Figura 4.13 - Comparação estatística entre o EC3 e os resultados numéricos para $\Psi=1$: a) EN 1993-1-2 b) EN 1993-1-4 c) EN 1993-1-1 d) Proposta da UA

Analisando a Tabela 4.1 para as secções quadrangulares, todas as metodologias de dimensionamento em estudo apresentam um erro máximo não superior a 1.5, uma média igual ou inferior a um e um desvio padrão baixo.

Relativamente ao número de amostras fora de segurança, a EN 1993-1-2 não apresenta amostras fora de segurança, a EN 1993-1-4 apresenta 50.00% de amostras fora de segurança, a EN 1993-1-1, 53.57% e a Proposta da UA apresenta 28.57% de amostras fora de segurança.

Conclui-se, então, que para secções SHS de classe 1 e 2 e com $\Psi=1$ todas as metodologias de cálculo em estudo não são admissíveis por apresentar um número excessivo de amostras

fora de segurança, exceto a EN 1993-1-2 porque verifica todos os requisitos dos critérios de avaliação.

Tabela 4.1 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto no EC3/Proposta da UA e os resultados numéricos relativamente a $\Psi=1$ e C1_2

	EN 1993-1-2	EN 1993-1-4	EN 1993-1-1	Proposta da UA
Nº de amostras	84	84	84	84
Média	0.93	1.00	1.00	0.92
Desvio-Padrão	0.03	0.06	0.09	0.10
Amostras fora da segurança	0	42	45	24
Amostras fora da segurança (%)	0.00	50.00	53.57	28.57
Erro máximo (A/B) _{máx.}	0.99	1.09	1.20	1.07

Nas tabelas seguintes (Tabela 4.2 a Tabela 4.5) apresentam-se os restantes resultados estatísticos obtidos para as secções SHS.

Analisando os restantes resultados estatísticos, é possível verificar que apenas alguns dos resultados obtidos para a classe 4 apresentam um erro máximo superior a 1.5 (EN 1993-1-2 para $\Psi=0$ e $\Psi=-1$, EN 1993-1-4 para $\Psi=1$, EN 1993-1-1 para $\Psi=1$ e Proposta da UA para $\Psi=0$) e uma média ligeiramente superior a um, no entanto todos os resultados apresentam um desvio padrão baixo e próximos um dos outros.

Relativamente ao número de amostras fora de segurança, a EN 1993-1-2 apresenta amostras fora de segurança para a classe 4 para todos os diagramas de momento fletor em estudo e um número de amostras fora de segurança situado entre 55.36 % a 79.17 %. A EN 1993-1-4 apresenta igualmente um número de amostras elevado fora de segurança para a classe 4 para todos os diagramas de momento fletor, no concernente à classe 1 e 2, $\Psi=0$, metade das amostras estão fora da segurança e para a classe 3, $\Psi=1$, 47.62 % de amostras estão fora de segurança. Prosseguindo a EN 1993-1-1, a classe 1 e 2, $\Psi=0$, apresenta 53.57 % de amostras fora da segurança, a classe 3, $\Psi=1$, apresenta 39.29 % e a classe 4, $\Psi=1$, apresenta 60.71 % de amostras fora da segurança. Finalmente, a Proposta da UA apresenta para a classe 1 e 2, $\Psi=0$, 28.57 % de amostras fora da segurança, a classe 3, $\Psi=1$, 20.24 % e a classe 4, para todos os diagramas de momento fletor, apresenta um número de amostras fora de segurança entre 44.64 % a 78.57%.

Resumidamente, a EN 1993-1-2 é a metodologia de cálculo mais segura para secções SHS, já que apenas apresenta mais que 20% de resultados fora de segurança para a classe 4, e tal acontece devido à ocorrência de encurvadura local. A EN 1993-1-4 e a Proposta da UA, são as metodologias mais inseguras. Como a EN 1993-1-4 adapta as expressões da EN 1993-1-1 e apenas apresenta expressões considerando o diagrama de momento fletor igual a $\Psi=1$, pode ter alguma influência nos resultados obtidos. Relativamente à Proposta da UA, como esta proposta estudou secções em I de aço inoxidável de classe 1 e 2 sujeitas a altas temperaturas, e foi adaptada para as secções transversais de classe 3 e 4 pode ter igualmente influência nos resultados obtidos.

Analisando o diagrama de momento fletor $\Psi= -1$, todas as metodologias de cálculo em estudo e classe das secções transversais verificam os critérios considerados, exceto quando se trata de classe 4 (EN 1993-1-2, EN 1993-1-4 e Proposta da UA), pelas razões já anteriormente indicadas.

Tabela 4.2 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na EN 1993-1-2 e os resultados numéricos

	Classe 1 e 2		Classe 3			Classe 4		
	$\Psi=0$	$\Psi= -1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi= -1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi= -1$
Nº de amostras	84	84	84	84	84	168	168	168
Média	0.91	0.90	0.91	0.90	0.90	1.10	1.03	1.08
Desvio-Padrão	0.03	0.09	0.07	0.09	0.09	0.10	0.13	0.21
Amostras fora da segurança (Nº)	0	2	7	10	1	133	104	93
Amostras fora da segurança (%)	0.00	2.38	8.33	11.90	1.19	79.17	61.90	55.36
Erro máximo $(A/B)_{\text{máx.}}$	0.99	1.00	1.03	1.04	1.01	1.45	1.53	2.00

Tabela 4.3 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na EN 1993-1-4 e os resultados numéricos

	Classe 1 e 2		Classe 3			Classe 4		
	$\Psi=0$	$\Psi= -1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi= -1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi= -1$
Nº de amostras	84	84	84	84	84	168	168	168
Média	0.88	0.75	0.98	0.88	0.78	1.17	1.01	0.96
Desvio-Padrão	0.06	0.09	0.07	0.08	0.10	0.11	0.11	0.13
Amostras fora da segurança	42	0	40	5	0	165	82	46
Amostras fora da segurança (%)	50.00	0.00	47.62	5.95	0.00	98.21	48.81	27.38
Erro máximo $(A/B)_{\text{máx.}}$	1.09	0.93	1.06	1.02	0.98	1.63	1.48	1.49

Tabela 4.4 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na EN 1993-1-1 e os resultados numéricos

	Classe 1 e 2		Classe 3			Classe 4		
	$\Psi=0$	$\Psi=-1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi=-1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi=-1$
Nº de amostras	84	84	84	84	84	168	168	168
Média	0.84	0.72	0.93	0.81	0.71	1.08	0.90	0.85
Desvio-Padrão	0.09	0.09	0.12	0.11	0.09	0.14	0.11	0.11
Amostras fora da segurança	45	0	33	0	0	102	18	15
Amostras fora da segurança (%)	53.57	0.00	39.29	0.00	0.00	60.71	10.71	8.93
Erro máximo $(A/B)_{\text{máx.}}$	1.20	0.91	1.10	0.99	0.92	1.56	1.39	1.40

Tabela 4.5 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na Proposta da UA e os resultados numéricos

	Classe 1 e 2		Classe 3			Classe 4		
	$\Psi=0$	$\Psi=-1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi=-1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi=-1$
Nº de amostras	84	84	84	84	84	168	168	168
Média	0.89	0.88	0.90	0.89	0.87	1.08	1.04	1.06
Desvio-Padrão	0.10	0.07	0.10	0.08	0.07	0.10	0.13	0.20
Amostras fora da segurança	24	0	17	3	0	132	119	75
Amostras fora da segurança (%)	28.57	0.00	20.24	3.57	0.00	78.57	70.83	44.64
Erro máximo $(A/B)_{\text{máx.}}$	1.07	0.97	1.06	1.01	0.97	1.33	1.58	2.04

4.3.2. Secções tubulares circulares

Na Figura 4.14 e na Tabela 4.6 apresentam-se os resultados estatísticos obtidos, relativamente à EN 1993-1-2, à EN 1993-1-4, à EN 1993-1-1 e à Proposta da UA, considerando igualmente o tipo de carregamento $\Psi=1$ e classe 1 e 2.

Pela análise da Figura 4.14 é possível verificar que, a maioria dos resultados se encontram do lado da segurança, pois localizam-se a baixo da linha que marca a separação entre os resultados seguros dos inseguros e a partir da Tabela 4.6 é possível verificar que no caso das secções circulares, todas as metodologias de dimensionamento em estudo apresentam um erro máximo não superior a 1.5, uma média inferior a um e um desvio padrão baixo e muito próximos um dos outros.

Relativamente ao número de amostras fora de segurança, a EN 1993-1-2 apresenta 3.57 % de amostras fora de segurança, a EN 1993-1-4, 27.38 %, a EN 1993-1-1, 21.43 % e a Proposta da UA apresenta 5.95 % de amostras fora de segurança.

Analogamente, conclui-se que para secções CHS de C1_2 e com $\Psi=1$ todas as metodologias de cálculo em estudo são admissíveis, exceto a EN 1993-1-4 e a EN 1993-1-1, pois apresentam mais que 20% de amostras fora de segurança, logo não verificam todos os requisitos dos critérios de avaliação. Apesar de as restantes metodologias apresentarem amostras fora de segurança estas, estas não ultrapassam os 20%, logo não apresenta nenhuma ameaça.

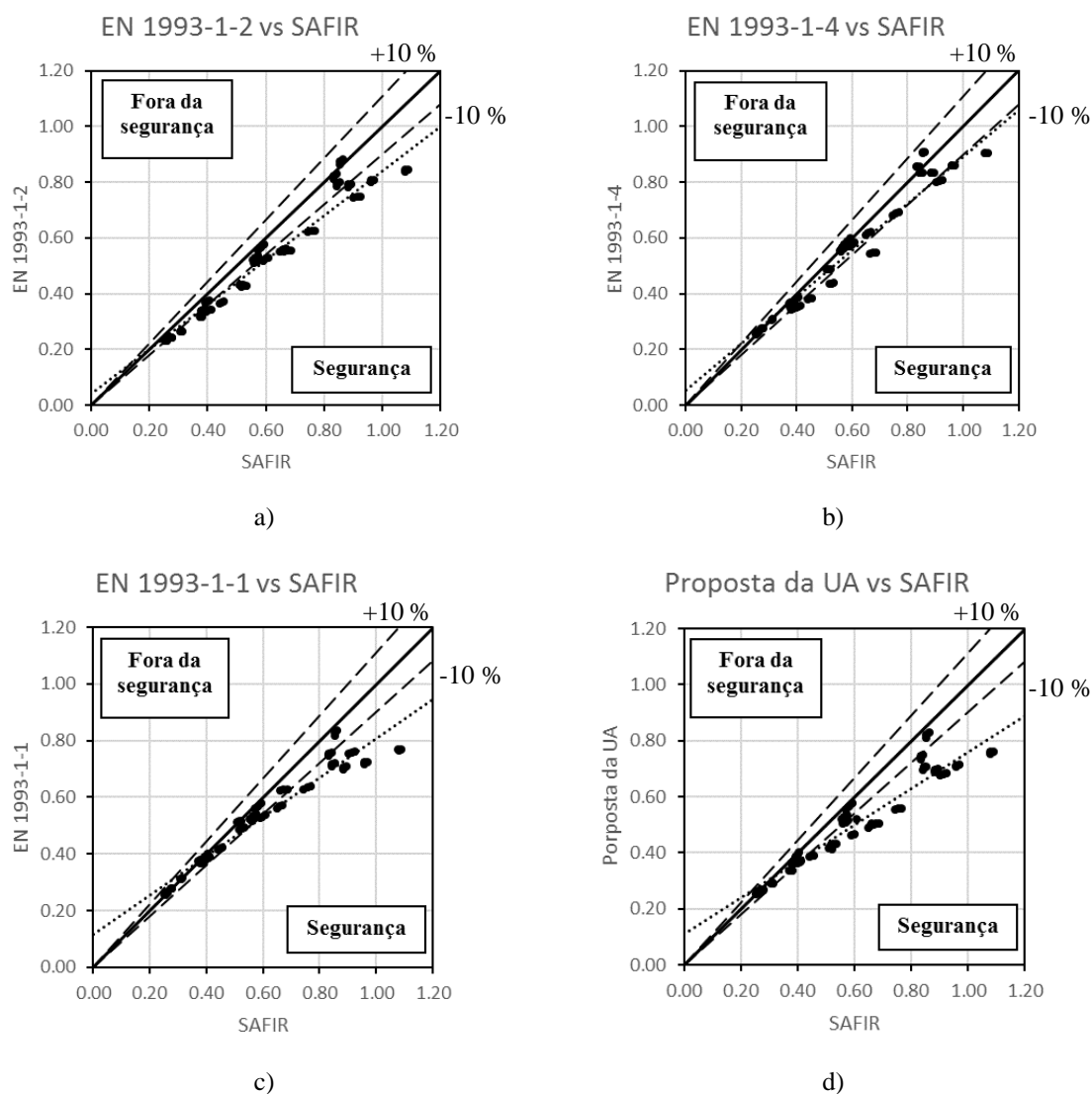


Figura 4.14 - Comparação estatística entre o EC3 e os resultados numéricos para $\Psi=1$: a) EN 1993-1-2 b) EN 1993-1-4 c) EN 1993-1-1 d) Proposta da UA

Tabela 4.6 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto no EC3/Proposta da UA e os resultados numéricos relativamente a $\Psi=1$ e C1_2

	EN 1993-1-2	EN 1993-1-4	EN 1993-1-1	Proposta da UA
Nº de amostras	84	84	84	84
Média	0.88	0.94	0.92	0.87
Desvio-Padrão	0.07	0.07	0.09	0.10
Amostras fora da segurança	3	23	18	5
Amostras fora da segurança (%)	3.57	27.38	21.43	5.95
Erro máximo $(A/B)_{\text{máx.}}$	1.02	1.06	1.01	1.01

Nas tabelas seguintes (Tabela 4.7 a Tabela 4.10) apresentam-se os restantes resultados estatísticos obtidos para as secções CHS.

Analisando os restantes resultados estatísticos, é possível verificar que apenas alguns dos resultados obtidos para a classe 3 apresentam um erro máximo superior a 1.5 ((EN 1993- 1- 2 para $\Psi= -1$, EN 1993-1-4 para $\Psi=1$ e $\Psi=0$, EN 1993-1-1 para $\Psi=1$ e Proposta da UA para $\Psi= -1$) e uma média ligeiramente superior a um, no entanto todos os resultados apresentam um desvio padrão baixo e próximos um dos outros.

Relativamente ao número de amostras fora de segurança, a EN 1993-1-2 apresenta amostras fora de segurança para a classe 3 em todos os diagramas de momento fletor em estudo, tendo um número de amostras fora de segurança, situado entre 50.00% a 78.57 % e para a classe 4, $\Psi=1$, 26.19 % de amostras estão fora da segurança. A EN 1993-1-4 apresenta igualmente um número de amostras elevado fora de segurança para a classe 3 para todos os diagramas de momento fletor, relativamente a classe 1 e 2, $\Psi=0$, 27.38 % das amostras estão fora da segurança e para a classe 4, $\Psi=1$, 32.14 % de amostras estão fora de segurança. Continuando, a EN 1993-1-1, a classe 1 e 2, $\Psi=0$, apresenta 21.43 % de amostras fora da segurança, a classe 3, $\Psi=1$, apresenta 50.00 % e para $\Psi=0$, apresenta 22.62 % amostras fora da segurança. Por fim a Proposta da UA apresenta para a classe 3, para todos os diagramas de momento fletor, amostras fora da segurança, entre 50.00 % a 66.67 %.

Concluindo, nenhuma das metodologias de cálculo analisadas verifica todos os critérios de avaliação, quando se trata de secções transversais de classe 3, devido à ocorrência de encurvadura local. Relativamente à classe 4 a EN 1993-1-2 e a EN 1993-1-4, para $\Psi=1$, não verificam todos os critérios de avaliação. Passando para a classe 1 e 2, a EN 1993-1-4 e a EN 1993-1-1, para $\Psi=1$, também não verificam todos os critérios de avaliação.

É de notar que, analisando o diagrama de momento fletor $\Psi = -1$, todas as metodologias de cálculo em estudo e classe das secções transversais verificam os critérios de avaliação, exceto quando se trata de classe 3, pelas razões já anteriormente indicadas.

Tabela 4.7 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na EN 1993-1-2 e os resultados numéricos

	Classe 1 e 2		Classe 3			Classe 4		
	$\Psi=0$	$\Psi=-1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi=-1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi=-1$
Nº de amostras	84	84	84	84	84	84	84	84
Média	0.87	0.88	1.03	1.05	1.15	0.89	0.83	0.86
Desvio-Padrão	0.07	0.11	0.08	0.09	0.21	0.12	0.11	0.06
Amostras fora da segurança	3	0	42	63	66	22	1	0
Amostras fora da segurança (%)	3.57	0.00	50.00	75.00	78.57	26.19	1.19	0.00
Erro máximo $(A/B)_{\text{máx.}}$	1.02	0.99	1.42	1.45	2.00	1.09	0.98	0.94

Tabela 4.8 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na EN 1993-1-4 e os resultados numéricos

	Classe 1 e 2		Classe 3			Classe 4		
	$\Psi=0$	$\Psi=-1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi=-1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi=-1$
Nº de amostras	84	84	84	84	84	84	84	84
Média	0.85	0.75	1.09	1.02	0.98	0.90	0.83	0.86
Desvio-Padrão	0.07	0.12	0.12	0.11	0.10	0.13	0.11	0.06
Amostras fora da segurança	23	0	77	41	28	27	1	0
Amostras fora da segurança (%)	27.38	0.00	91.67	48.81	33.33	32.14	1.19	0.00
Erro máximo $(A/B)_{\text{máx.}}$	1.06	0.94	1.64	1.50	1.37	1.09	0.98	0.94

Tabela 4.9 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na EN 1993-1-1 e os resultados numéricos

	Classe 1 e 2		Classe 3			Classe 4		
	$\Psi=0$	$\Psi=-1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi=-1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi=-1$
Nº de amostras	84	84	84	84	84	84	84	84
Média	0.79	0.69	1.04	0.92	0.88	0.81	0.75	0.77
Desvio-Padrão	0.09	0.12	0.20	0.14	0.10	0.11	0.10	0.05
Amostras fora da segurança	18	0	42	19	7	2	0	0
Amostras fora da segurança (%)	21.43	0.00	50.00	22.62	8.33	2.38	0.00	0.00
Erro máximo $(A/B)_{\text{máx.}}$	1.01	0.92	1.74	1.41	1.28	1.01	0.90	0.87

Tabela 4.10 - Avaliação estatística referentes à comparação entre os resultados proposto na Proposta da UA e os resultados numéricos

	Classe 1 e 2		Classe 3			Classe 4		
	$\Psi=0$	$\Psi=-1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi=-1$	$\Psi=1$	$\Psi=0$	$\Psi=-1$
Nº de amostras	84	84	84	84	84	84	84	84
Média	0.85	0.85	1.02	1.02	1.11	0.85	0.83	0.86
Desvio-Padrão	0.10	0.09	0.13	0.07	0.20	0.08	0.11	0.06
Amostras fora da segurança	5	0	42	47	56	2	1	0
Amostras fora da segurança (%)	5.95	0.00	50.00	55.95	66.67	2.38	1.19	0.00
Erro máximo $(A/B)_{\text{máx.}}$	1.01	0.97	1.40	1.25	1.99	1.02	0.98	0.94

Capítulo 5

Considerações Finais

Capítulo 5. Considerações finais

5.1. Conclusões

5.2. Desenvolvimentos futuros

Capítulo 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. Conclusões

Neste capítulo, será apresentado um resumo de todo o trabalho desenvolvido durante esta dissertação, indicando as principais conclusões que se obtiveram longe deste estudo.

Este trabalho teve como principal objetivo realizar um estudo numérico paramétrico sobre o comportamento ao fogo das vigas-colunas tubulares em aço inoxidável, com secções SHS e CHS. Em primeiro lugar enumeraram-se algumas aplicações estruturais do aço inoxidável e mencionaram-se as principais características do mesmo material, fazendo referência ao seu comportamento mecânico.

Posteriormente descreveram-se as regras de cálculo que serão tidas em conta ao longo desta dissertação, relativamente à classificação das secções, resistência da secção e resistência do elemento. De seguida, apresentaram-se as diferentes curvas de interação que foram utilizadas neste estudo numérico paramétrico.

Prosseguiu-se com a descrição dos modelos utilizados no software SAFIR (Franssen, 2005), tal como se apresentaram as secções transversais tubulares quadrangulares e circulares que foram analisadas. Para finalizar, efetuou-se uma breve descrição do modelo numérico utilizado, que considerou as imperfeições que os perfis escolhidos poderão apresentar, tais como, imperfeições geométricas, tensões residuais e tensões de canto melhoradas.

Para terminar, efetuou-se o estudo numérico paramétrico correndo 2592 simulações numéricas, em que se procedeu à comparação entre os resultados numéricos obtidos pelo SAFIR e as metodologias de dimensionamento prevista pela EN 1993-1-2 (CEN, 2005b), EN 1993-1-4 (CEN, 2006a), EN 1993-1-1 (CEN, 2005a) e pela Proposta da UA (Lopes et al., 2012), relativamente à análise da resistência da secção e do elemento quando sujeitos ao esforço axial de compressão e momento fletor e por fim efetuou-se uma avaliação estatística das propostas de cálculo. Para finalizar, apresentam-se as conclusões obtidas dos casos estudados:

- Tipo de secção transversal: as secções CHS apresentam resultados numéricos mais dispersos do que as secções SHS, no entanto as metodologias de dimensionamento em estudo são mais seguras para as secções CHS.
- Classe: relativamente às secções SHS com classes da secção transversal 1, 2 e 3, a EN 1993-1-2, EN 1993-1-4, EN 1993-1-1 e a Proposta da UA apresentam a maior parte dos resultados do lado da segurança, ao contrário o que acontece quando se tratam de secções de classe 4. Passando para as secções CHS, todas as propostas de dimensionamento em estudo apresentam resultados do lado da segurança quando a classe da secção transversal for de classe 1,2 e 4, quando se trata da classe 3 a maioria dos resultados não estão seguros, devido à possível ocorrência de encurvadura local não esperada para essas secções.
- Diagrama do momento fletor: quando o elemento está sujeito a cargas simétricas nas duas extremidades para criar um momento unitário negativo, ou seja, $\Psi = -1$, tanto as diferentes metodologias analisadas do EC3 tanto a Proposta da UA apresentam resultados mais seguros do que quando o elemento está sujeito a um momento unitário positivo ($\Psi = 1$) ou a um momento nulo ($\Psi = 0$).

Considerando a análise estatística das propostas de cálculo, todas as metodologias de dimensionamento em estudo independentemente do tipo de secção transversal, apresentam na maior parte dos casos, um erro máximo não superior a 1.5, uma média inferior a um e um desvio padrão baixo e muito próximos uns dos outros.

Resumidamente são as secções SHS, analisando metodologia a metodologia, que apresentam valores mais elevados de amostras fora de segurança do que as secções CHS. A EN 1993-1-2 apresenta nas secções SHS amostras fora da segurança apenas nas secções transversais de classe 4, nas secções CHS existem amostras fora da segurança na classe 3. A EN 1993-1-4, relativamente às secções SHS de classe 3 são as que apresenta um número menor de amostras fora de segurança, enquanto que nas secções CHS são as secções transversais de classe 4 que apresentam menor número de amostras fora de segurança. Prosseguindo com a EN 1993-1-1 é possível concluir o mesmo comparando com a metodologia de cálculo anterior. Por último, a Proposta da UA apresenta nas secções SHS um número bastante elevado de amostras fora de segurança principalmente nas secções

transversais de classe 4, as secções CHS apenas apresentam amostras fora da segurança para secções transversais de classe 3.

Relativamente às secções SHS, a EN 1993-1-4 e a Proposta da UA são as que apresentam resultados mais inseguros, pois apresentam um número elevado de amostras fora de segurança. Quando comparando com as secções CHS, a EN 1993-1-2 e a EN 1993-1-4 são as metodologias que apresentam valores mais inseguros por terem igualmente um número elevado de amostras fora de segurança.

Nas secções SHS de classe 1 e 2, com $\Psi=1$, todas as metodologias de cálculo analisadas não são admissíveis por apresentar um número excessivo de amostras fora de segurança, exceto a EN 1993-1-2 porque verifica todos os requisitos dos critérios de avaliação. A EN 1993-1-2 é a metodologia de cálculo mais segura para secções SHS, pois apenas apresenta resultados fora de segurança para a classe 4 e isso acontece devido à ocorrência de encurvadura local. Nas secções CHS, nenhuma das metodologias de cálculo em estudo verifica todos os critérios de avaliação, quando se trata de secções transversais de classe 3, devido à possível ocorrência de encurvadura local. Relativamente à classe 4 apenas a EN 1993-1-2 e a EN 1993-1-4, para $\Psi=1$, não verificam todos os critérios de avaliação. E para a classe 1 e 2, a EN 1993-1-4 e a EN 1993-1-1, para o mesmo tipo de carregamento também não verificam a todos os critérios de avaliação.

5.2. Desenvolvimentos futuros

Ao concluir esta dissertação, foi possível identificar alguns pontos importantes que devem ser futuramente estudados de modo a aumentar o conhecimento sobre vigas-colunas em aço inoxidável sujeitas a altas temperaturas.

Apenas se realizou o estudo numérico paramétrico para vigas-colunas em aço inoxidável 1.4301 sujeitas a altas temperaturas, pelo que se deverá estender este estudo para mais classes de aço inoxidável, tais como 1.4003, 1.4462, 1.4571 e 1.4401. De certa forma, também seria conveniente analisar outros tipos de carregamentos, tais como aplicar uma carga concentrada, carga distribuída, aplicar encastramentos nas extremidades da viga-coluna (encastramento perfeito).

Por fim, devem ser desenvolvidos estudos experimentais, de modo a simular melhor a realidade dos acontecimentos, dando continuidade, também, às comparações com a EN 1993-1-2, EN 1993-1-4, EN 1993-1-1 e a Proposta da UA.

Referências Bibliográficas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASHRAF, M.; GARDNER, L.; NETHERCOT, DA. (2005). “*Strength enhancement of the corner regions of stainless steel cross sections*”, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Vol. 61 (1), pp. 37–52.

BADDOO, N. (2013). “*A new guide for stainless*”, AISC Design Guide 27: Structural Stainless Steel provides the first-ever U.S specification for stainless steel in structural applications.

BCSA; Tata Steel; SCI, Steel Construction (2015). “*Typical stress-strain curves for stainless steel and carbon steel in the annealed condition*”, disponível em <<http://www.steelconstruction.info/>> , UK.

CEA (2012). “*CAST 3M is a research FEM environment; its development is sponsored by the French Atomic Energy Commission*”, disponível em <<http://www-cast3m.cea.fr/>>.

CEN, European Committee for Standardisation (2005a). “*EN 1993–1–1, Eurocode 3, Design of Steel Structures – Part 1–1: General rules and rules for buildings*”, Bruxelas, Bélgica.

CEN, European Committee for Standardisation (2005b). “*EN 1993–1–2, Eurocode 3, Design of Steel Structures – Part 1–2: General rules – Structural fire design*”, Bruxelas, Bélgica.

CEN, European Committee for Standardisation (2006a). “*EN 1993–1–4, Eurocode 3: Design of steel Structures – Part 1–4: General rules – Supplementary Rules for Stainless steels*”, Bruxelas, Bélgica.

CEN, European Committee for Standardisation (2006b). “*EN 1993–1–5, Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1–5: Plated structural elements*”, Bruxelas, Bélgica.

CEN, European Committee for Standardisation (2006c). “*EN 10219–2, Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steel – Part 2: Tolerances, dimensions and sectional properties*”. Bruxelas, Bélgica.

CEN, European Committee for Standardisation (2011). “*EN 1090-2:2008+A1: Execution of steel structures and aluminium structures - part 2: Technical requirements for steel structures*”. Bruxelas, Bélgica.

COUTO, C.; VILA REAL, P. M. M.; LOPES, N.; ZHAO, B. (2013). “*Novas expressões para o cálculo da secção efetiva de secções transversais metálicas de Classe 4 a altas temperaturas*”. IX Congresso de Construção Metálica e Mista, Porto.

CRUISE, R. (2007). “*The Influence of Production Routes on the Behaviour of Stainless Steel Structural Members*”, Thesis submitted to the University of London, United Kingdom, for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering.

CRUISE, R.; GARDNER, L. (2008). “*Residual stress analysis of structural stainless steel sections*”, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Vol. 64, pp. 352–366.

Euro Inox; SCI, Steel Construction Institute (2006). “*Design Manual for Structural Stainless Steel*”, Euro Inox, 3rd edition.

FRANSSEN, J. M.; SCHLEICH, J. B.; CAJOT L. G. (1995). “*A Simple Model for Fire Resistance of Axially-loaded Members According to Eurocode 3*”, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Vol. 35, pp. 49–69.

FRANSSEN, J. M.; SCHLEICH, J. B.; CAJOT, L. G.; AZPIAZU, W. (1996). “*A Simple Model for the Fire Resistance of Axially-loaded Members – Comparison with Experimental Results*”, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Vol. 37, pp. 175–204.

FRANSSEN, J. M.; TALADONA, D.; KRUPPA, J.; CAJOT, L. G. (1998). “*Stability of Steel Columns in Case of Fire: Experimental Evaluation*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124 (2), pp. 158–163.

FRANSSEN, J. M. (2011). “*User’s manual for SAFIR 2011 a computer program for analysis of structures subjected to fire*”.

FRANSSEN, J. M. (2005). “*SAFIR, a thermal/structural program modelling structures under fire*”, Engineering Journal, Vol. 43(3), pp. 143–58.

- GAMELAS, P. (2014). “Vigas em aço inoxidável com secções em I de classe 4 ao fogo”, Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro.
- GARDNER, L.; BADDOO, N. (2006). “*Fire testing and design of stainless steel structures*”, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Vol. 62, pp. 532–543.
- GARDNER, L.; CRUISE, R. B. (2009). “*Modeling of residual stresses in structural stainless steel sections*”. Journal of Structural Engineering, 135(1), 42-53.
- HELZEL, M. (2004). “*Fußgängerbrücken aus Edelstahl Rostfrei*”, Euro Inox.
- HELZEL, M. (2008). “*Nichtrostender Stahl und Glas*”, Euro Inox.
- JANDERA, M.; GARDNER, L.; MACHACEKA, J. (2008). “*Residual stresses in cold-rolled stainless steel hollow sections*”, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Vol. 64, pp. 1255–1263.
- JANDERA, M.; MACHACEK, J. (2014). “*Residual stress influence on material properties and column behaviour of stainless steel SHS*”, Thin-Walled Structures, Vol. 83, 12-18.
- JOINVILLELE-PONTE, P. J. C. (2008). “*Working with Stainless Steels by Pierre-Jean Cuna*”, Euro Inox e EDP Sciences.
- KRUPPA, J. (1999). “*Eurocodes – fire parts, proposal for a methodology to check the accuracy of assessment methods*”. Document n° 99/130.
- LOPES, N.; VILA REAL, P. M. M. (2005). “*Modelação numérica da encurvadura lateral de vigas em aço inoxidável: comparação com o Eurocódigo 3*”, atas do Congresso de Métodos Numéricos en Ingeniería, Granada.
- LOPES, N. (2009). “*Behaviour of stainless steel structures in case of fire*”, Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro.
- LOPES, N.; VILA REAL, P.; SIMÕES da SILVA, L.; FRANSSEN, J. M. (2010). “*Axially loaded stainless steel columns in case of fire*”, Journal of Structural Fire Engineering, Multi-Science Publishing Co. Ltd, ISSN 2040-2317, Vol 1/1, 43-59

LOPES, N.; VILA REAL, P.; SIMÕES da SILVA, L.; FRANSSEN, J.M. (2012). “*Numerical analysis of stainless steel beam-columns in case of fire*”, Fire Safety Journal, Elsevier, ISSN 0379-7112, Vol. 50, pp 35-50.

LOPES, N.; VILA REAL, P. M. M. (2014). “*Fire resistance of stainless steel structural elements with class 4 square hollow sections subject to combined bending and axial compression*”, atas do 8th International Conference on Structures in Fire, SiF, Shanghai, China.

LOPES, N.; RODRIGUES, D.; VILA REAL, P. M. M. (2015). “*Análise ao fogo de elementos estruturais em aço com secções esbeltas através de elementos finitos de viga aplicando uma lei constitutiva efetiva*”, atas do Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia, Lisboa

LOURENÇO, A. (2015). “*Resistência ao fogo de pilares com secções em I de classe 4 em aço inoxidável*”, Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro.

UPPFELDT, B.; OUTINEN, T.; VELJKOVIC, M. (2008). “*A design model for stainless steel box columns in fire*”, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Vol. 64 (11), pp. 1294–1301.

SCIFO, A. (2013). “*Fire resistance of stainless steel hollow section columns*”, Tese de Mestrado, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées.

SCHAFER, B. W.; PEKÖZ T. (1998). “*Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses*”, Journal of Construction Steel Research, Vol. 47(3), 193-210.

SCI, Steel Construction Institute (2010). “*Siena Footbridge*”, SCI

SHENGGANG, Fan; LIYUAN, Zhang; WENJUN, Sun; XIAOFENG, Ding; MEIJING Liu (2015). “*Numerical investigation on fire resistance of stainless steel columns with square hollow section under axial compression*”, Thin-Walled Structures, Elsevier.

SOUSA, R. (2015). “*Resistência ao fogo de colunas tubulares quadrangulares e circulares em aço inoxidável axialmente comprimidas*”, Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro.

THEOFANOUS, M.; GARDNER, L. (2009). “*Testing and numerical modelling of lean duplex stainless steel hollow section columns*”, Engineering Structures, Vol. 31(12), 3047-3058.

Tubinox (2010). “*Tubos estruturais inox*”, disponível em <<http://www.tubinox.pt/produtos.php>>.

VILA REAL, P.; FRANSSEN, J. M. (2001). “*Numerical Modelling of Lateral Buckling of Steel I Beams Under Fire Conditions – Comparison with Eurocode 3*”, Journal of Fire Protection Engineering, SAGE, Vol. 11 (2), pp. 112–128.

VILA REAL, P.; PILOTO, P.; FRANSSEN, J. M. (2003). “*A New Proposal of a Simple Model for the Lateral–Torsional Buckling of Unrestrained Steel I–Beams in Case of Fire: Experimental and Numerical Validation*”, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Vol. 59 (2), pp. 179–199.

VILA REAL, P. M. M.; LOPES N.; PILOTO P.; MESQUITA L.; SIMÕES da SILVA L. (2005). “*Modelação numérica do comportamento ao fogo de uma estrutura em aço inoxidável em situação de incêndio*”, atas do Congresso de Construção Metálica e Mista, Porto.

YOUNG, B. (2003). “*Tests of cold-formed stainless steel tubular columns*”, The Steel Construction Institute, pp. 49-56.

Anexos

Anexos

- A. Regras de cálculo
- B. Restantes resultados

ANEXOS

A. Regras de cálculo

Tabela A. 1 - Fatores de interação previstos pelo EC3

	Classe 1 e 2	Classe 3 e 4
EN 1993-1-1 (Aço carbono 20°C)	$k_{yy} = \min \left(\begin{array}{l} C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right), \\ C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \end{array} \right)$	$k_{yy} = \min \left(\begin{array}{l} C_{my} \left(1 + 0.6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right), \\ C_{my} \left(1 + 0.6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \end{array} \right)$
	$k_{zz} = \min \left(\begin{array}{l} C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right), \\ C_{mz} \left(1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \end{array} \right)$	$k_{zz} = \min \left(\begin{array}{l} C_{mz} \left(1 + 0.6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right), \\ C_{mz} \left(1 + 0.6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \end{array} \right)$
	$k_{yz} = 0.6 k_{zz}$	$k_{yz} = k_{zz}$
	$k_{zy} = 0.6 k_{yy}$	$k_{zy} = 0.8 k_{yy}$
EN 1993-1-4 (Aço inoxidável 20°C)	$k_y = 1.0 + 2(\bar{\lambda}_y - 0.5) \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}}$	
	$k_y \leq 1.2 + 2 \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}}$	
EN 1993-1-2 (Aço carbono / Aço inoxidável -Fogo)	$k_z = 1.0 + 2(\bar{\lambda}_z - 0.5) \frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min1}}$	
	$1.2 \leq k_z \leq 1.2 + 2 \frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min1}}$	
EN 1993-1-2 (Aço carbono / Aço inoxidável -Fogo)	$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$	
	$\mu_y = (2\beta_{M,y} - 5) \bar{\lambda}_{y,\theta} + 0.44 \beta_{M,y} + 0.29 \leq 0.8, \text{ com } \bar{\lambda}_{y,20^\circ C} \leq 1.1$	
EN 1993-1-2 (Aço carbono / Aço inoxidável -Fogo)	$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{z,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$	
	$\mu_z = (1.2 \beta_{M,z} - 3) \bar{\lambda}_{z,\theta} + 0.71 \beta_{M,z} - 0.29 \leq 0.8$	

Tabela A. 2 - Fatores de interação proposta em Lopes, 2009

Proposta - Lopes N. (Aço inoxidável-Fogo)
Classe 1 e 2
$K_{y,fi} = 1 - \frac{\mu_{y,\theta} N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}}$ $K_{y,fi} \leq 0.8 \overline{\lambda_{y,\theta}} + 0.9$ <p><u>Para Aço inoxidável 1.4301 e 1.4003:</u></p> $\mu_{y,\theta} = (4.33\beta_{M,y} - 8.56)\overline{\lambda_{y,\theta}} + 0.33\beta_{M,y} + 0.11 \leq 0.7$ <p><u>Para Aço inoxidável duplex:</u></p> $\mu_{y,\theta} = (1.27\beta_{M,y} - 2.63)\overline{\lambda_{y,\theta}} + 0.66\beta_{M,y} + 0.49 \leq 0.8$
$K_{z,fi} = 1 - \frac{\mu_{z,\theta} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}}$ $K_{z,fi} \leq 0.8 \overline{\lambda_{z,\theta}} + 0.9$ <p><u>Para Aço inoxidável 1.4301 e 1.4003:</u></p> $\mu_{z,\theta} = (3.03\beta_{M,z} - 6.33)\overline{\lambda_{z,\theta}} + 1.93\beta_{M,z} + 2.45 \leq 0.7$ <p><u>Para Aço inoxidável duplex:</u></p> $\mu_{z,\theta} = (1.53\beta_{M,z} - 3.20)\overline{\lambda_{z,\theta}} + 0.41\beta_{M,z} + 0.24 \leq 0.9$

B. Restantes resultados

Apresentam-se de seguida os restantes gráficos relativamente às comparações dos resultados obtidos do SAFIR e das metodologias de dimensionamento da EN 1993-1-2, EN 1993-1-4, EN 1993-1-1 e Proposta da UA.

Em primeiro lugar apresentam-se os gráficos associados as secções SHS e de seguida as secções CHS. Dentro de cada tipo de secção apresentam-se em primeiro os resultados ligados ao $\Psi=1$, depois $\Psi=0$ e por fim $\Psi=-1$. Dentro destes, apresentam-se as diferentes classes segunda a ordem seguinte, classe 1 e 2 (C1_2); classe 3 (C3) e classe 4 (C4, C4_{mais}).

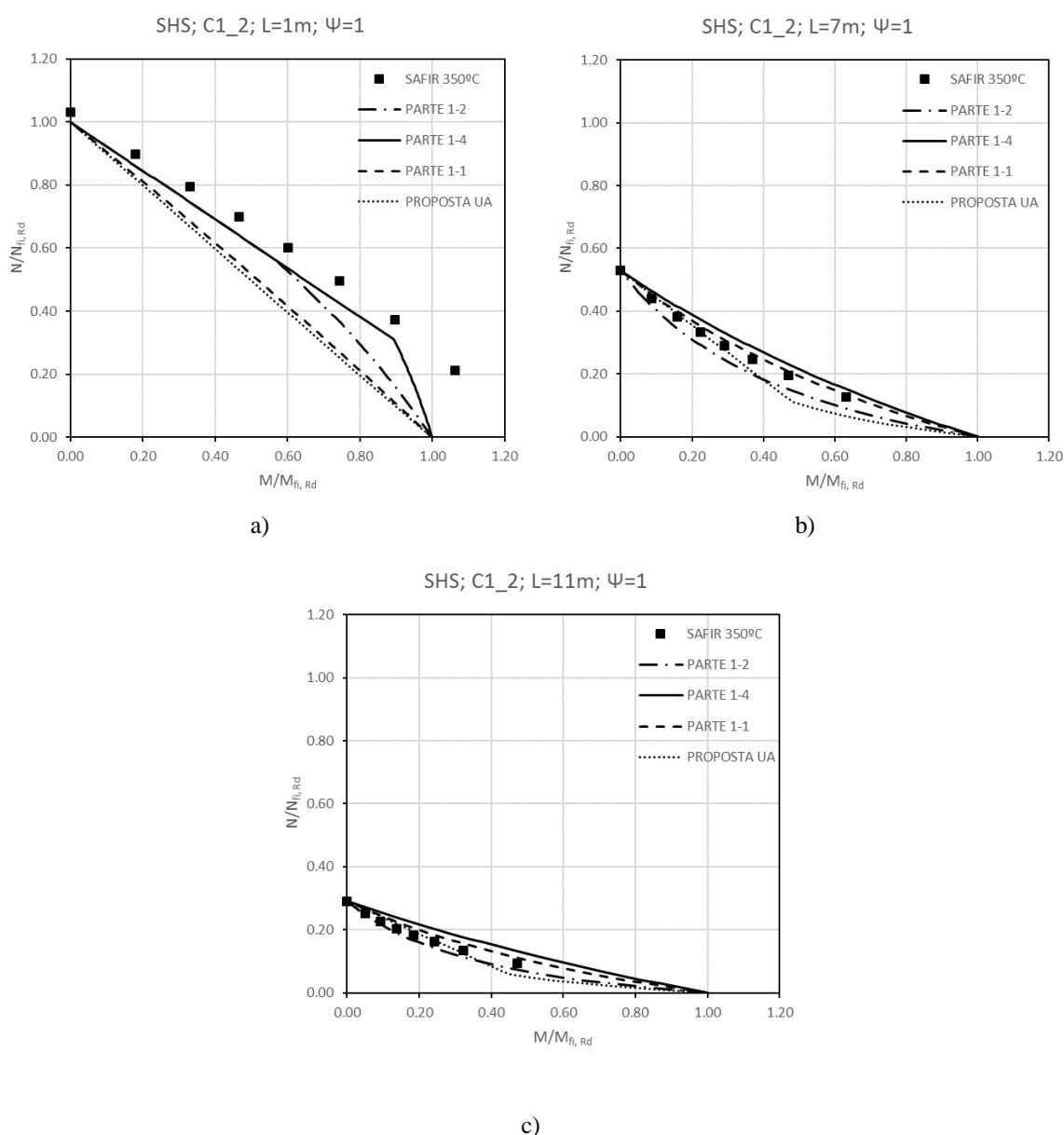


Figura B. 1 - SHS, C1_2, $\Psi=1$, 350°C: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m

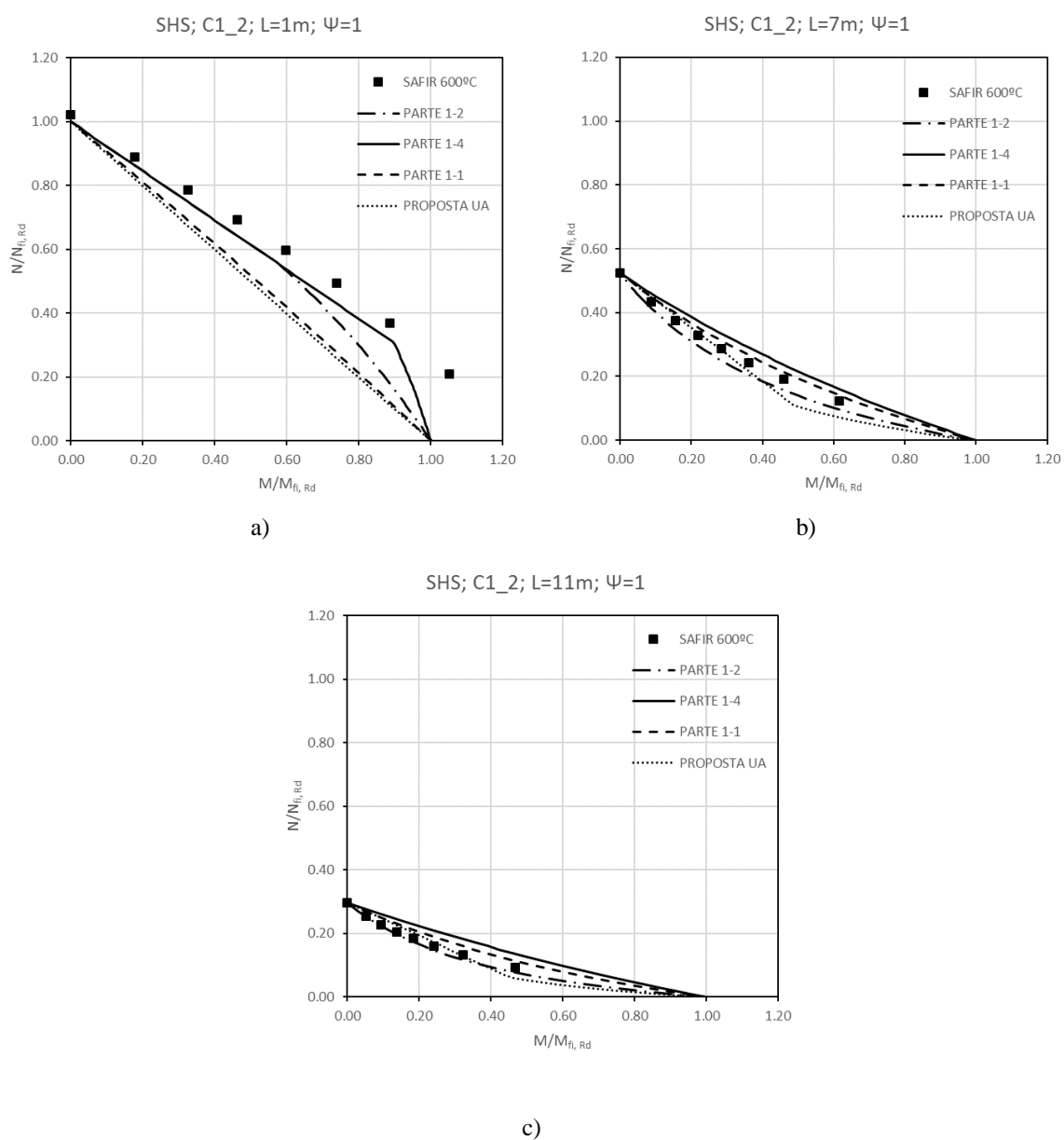


Figura B. 2 - SHS, C1_2, $\Psi=1$, 600°C: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m

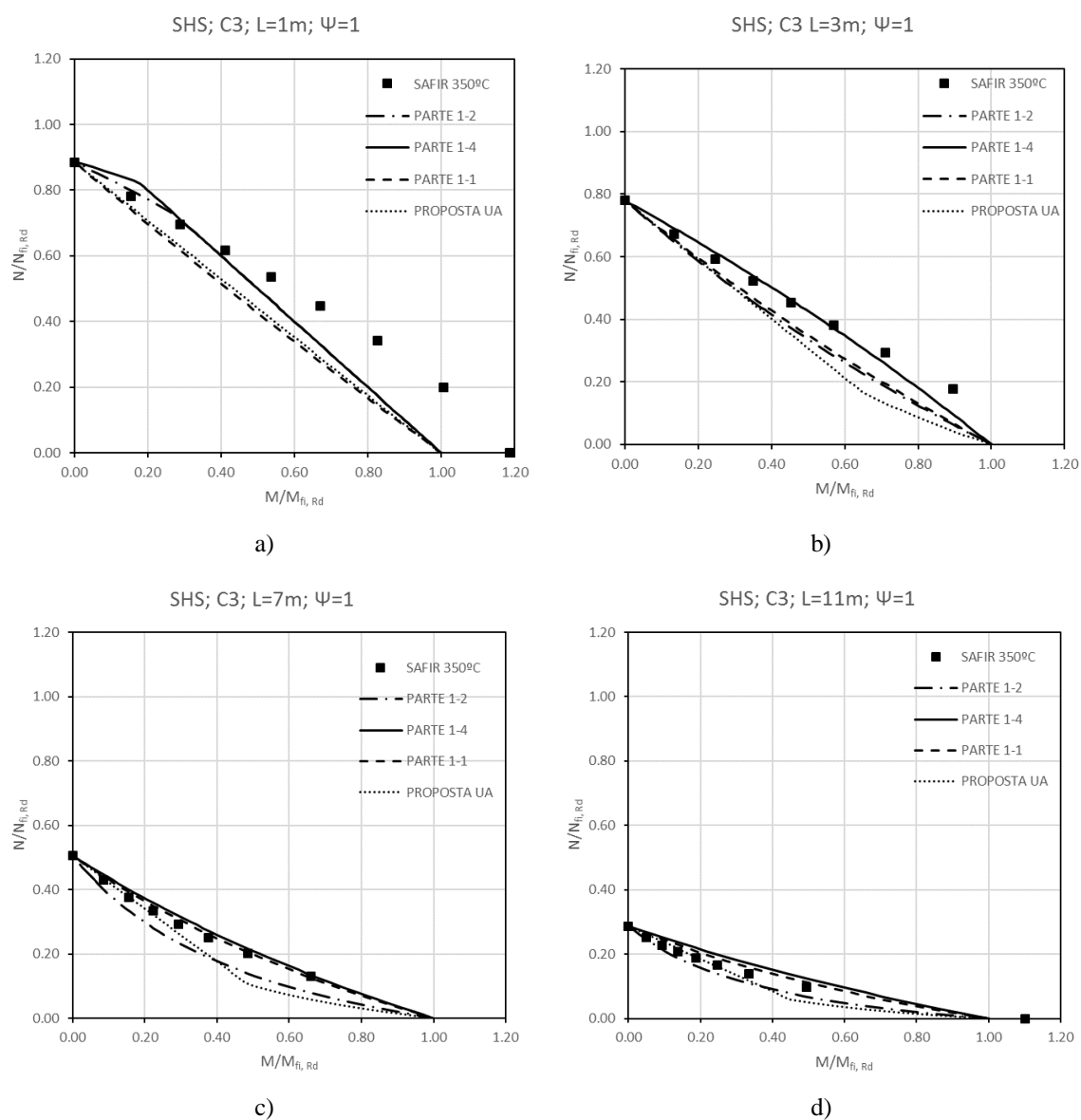


Figura B. 3 - SHS, C3, $\Psi=1$, 350°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

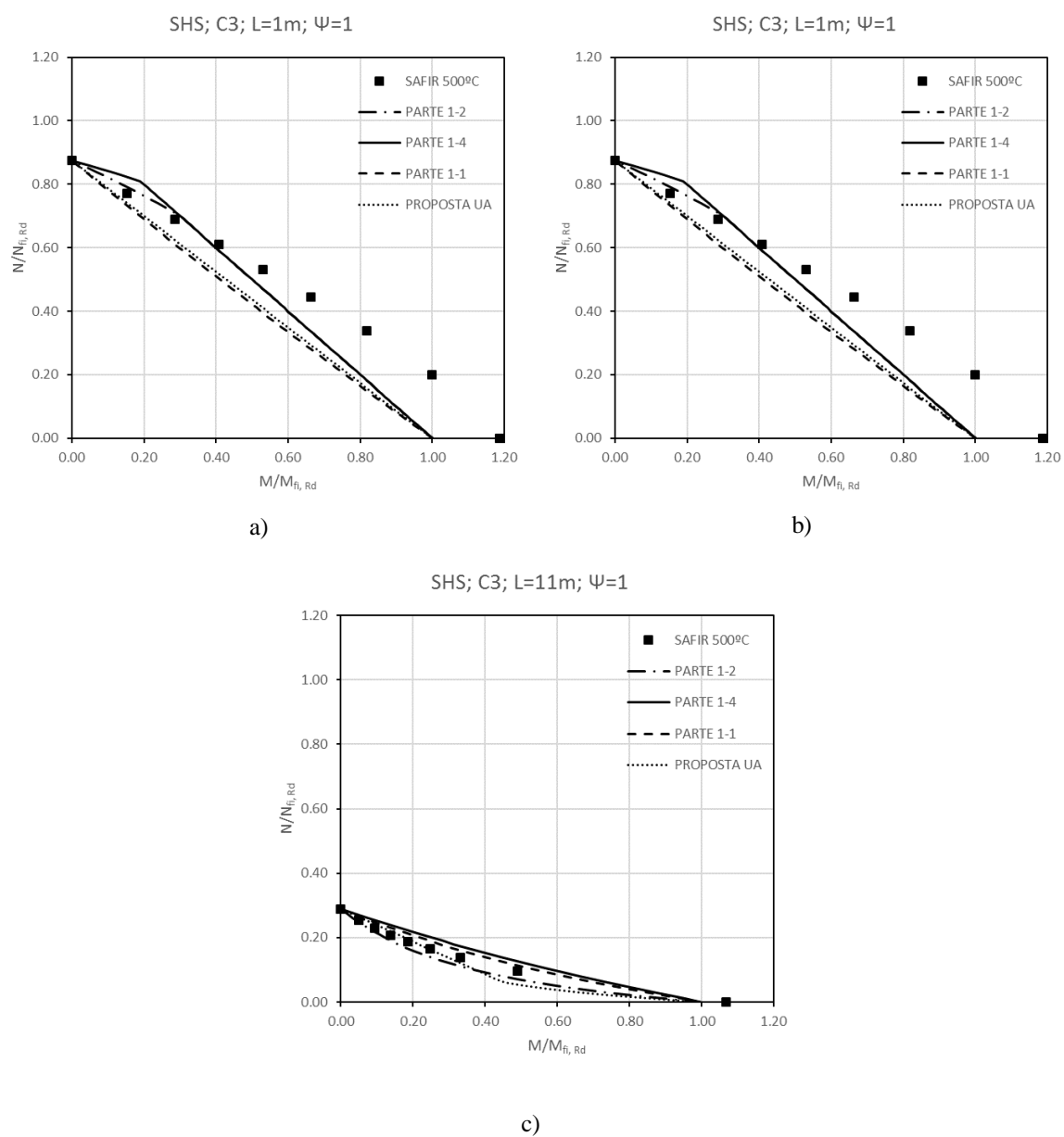


Figura B. 4 - SHS, C3, $\Psi=1$, 500°C: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m

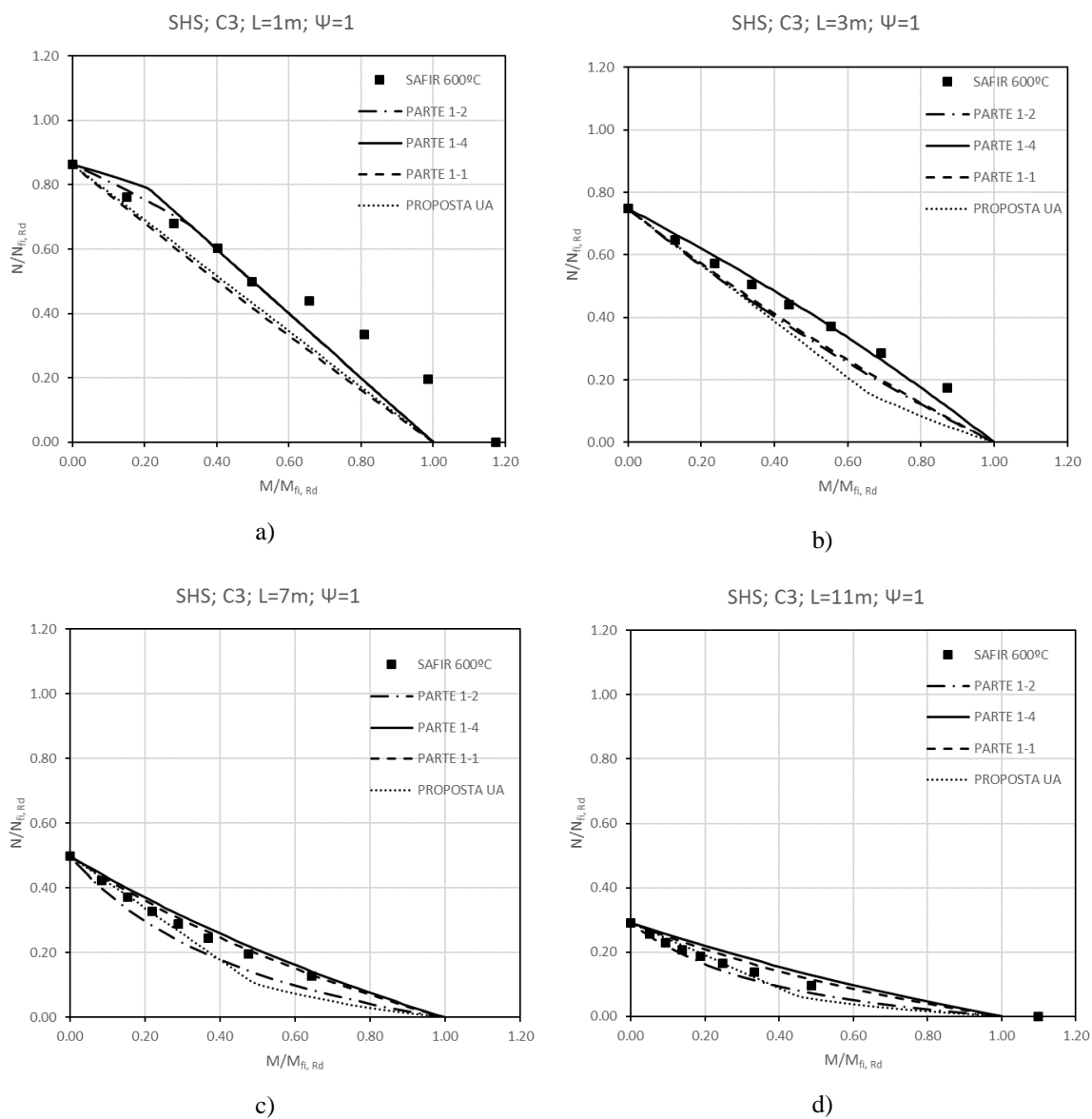


Figura B. 5 - SHS, C3, $\Psi=1$, 600°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

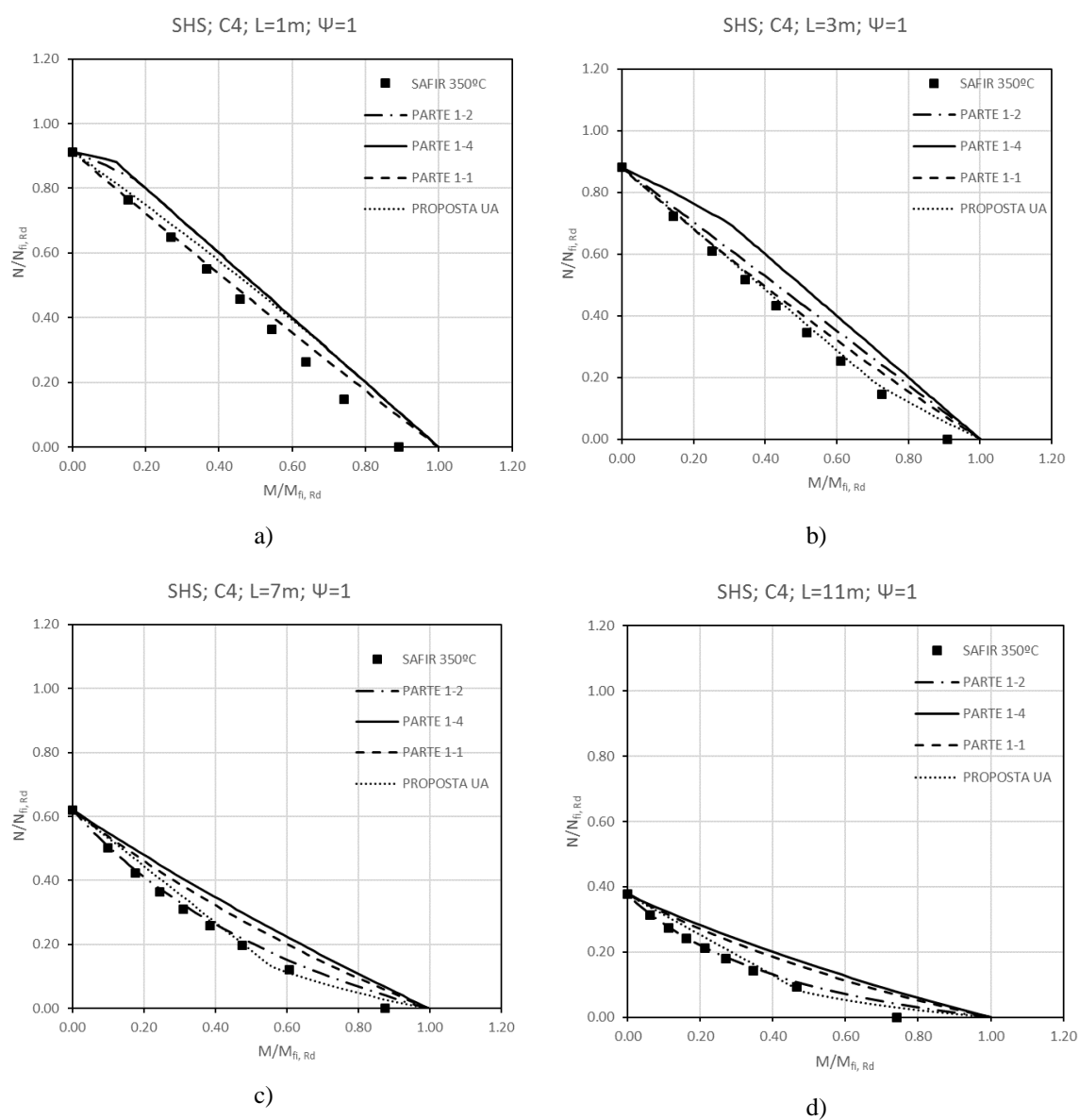


Figura B. 6 - SHS, C4, $\Psi=1$, 350°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

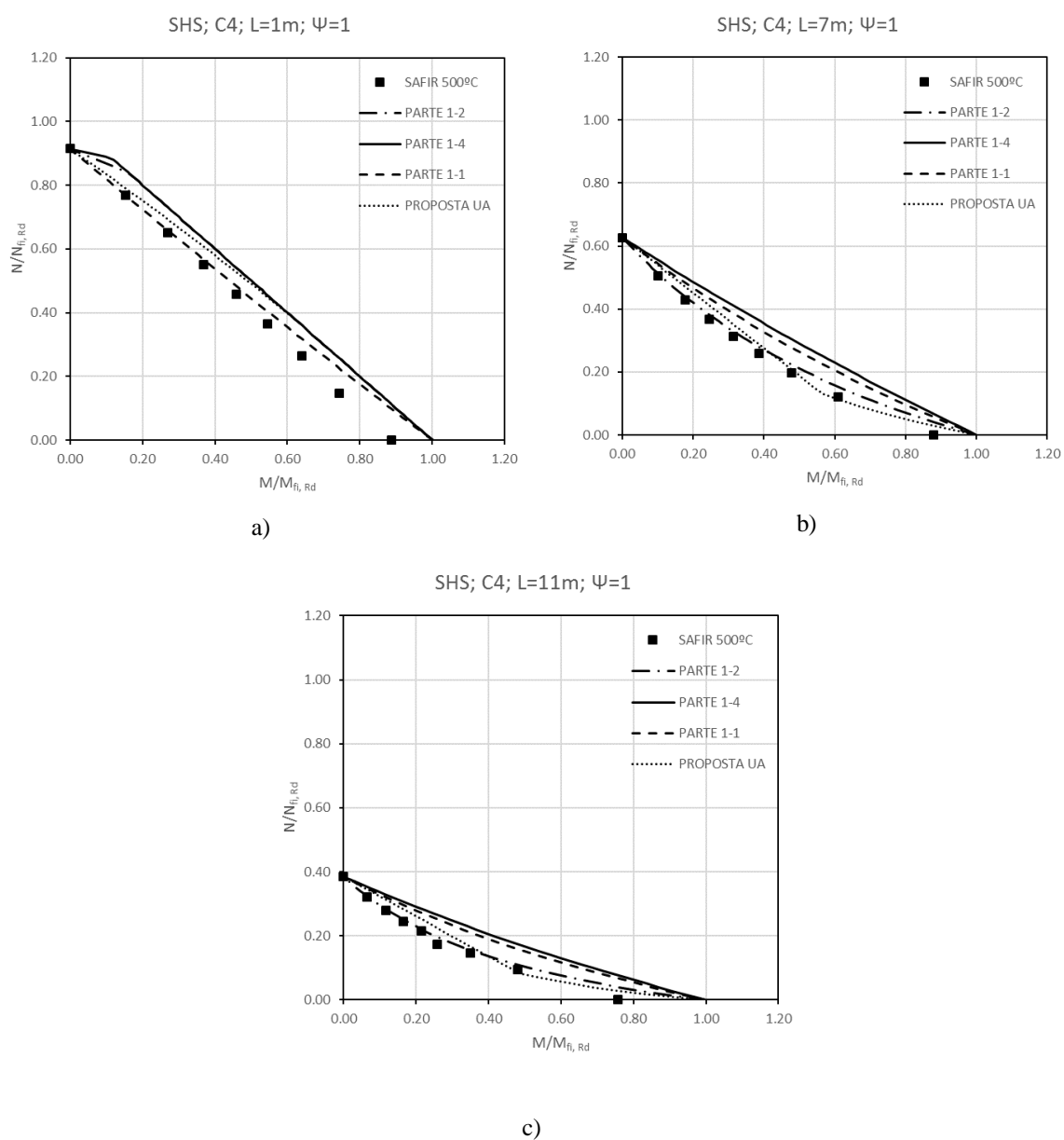


Figura B. 7 - SHS, C4, $\Psi=1$, 500°C: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m

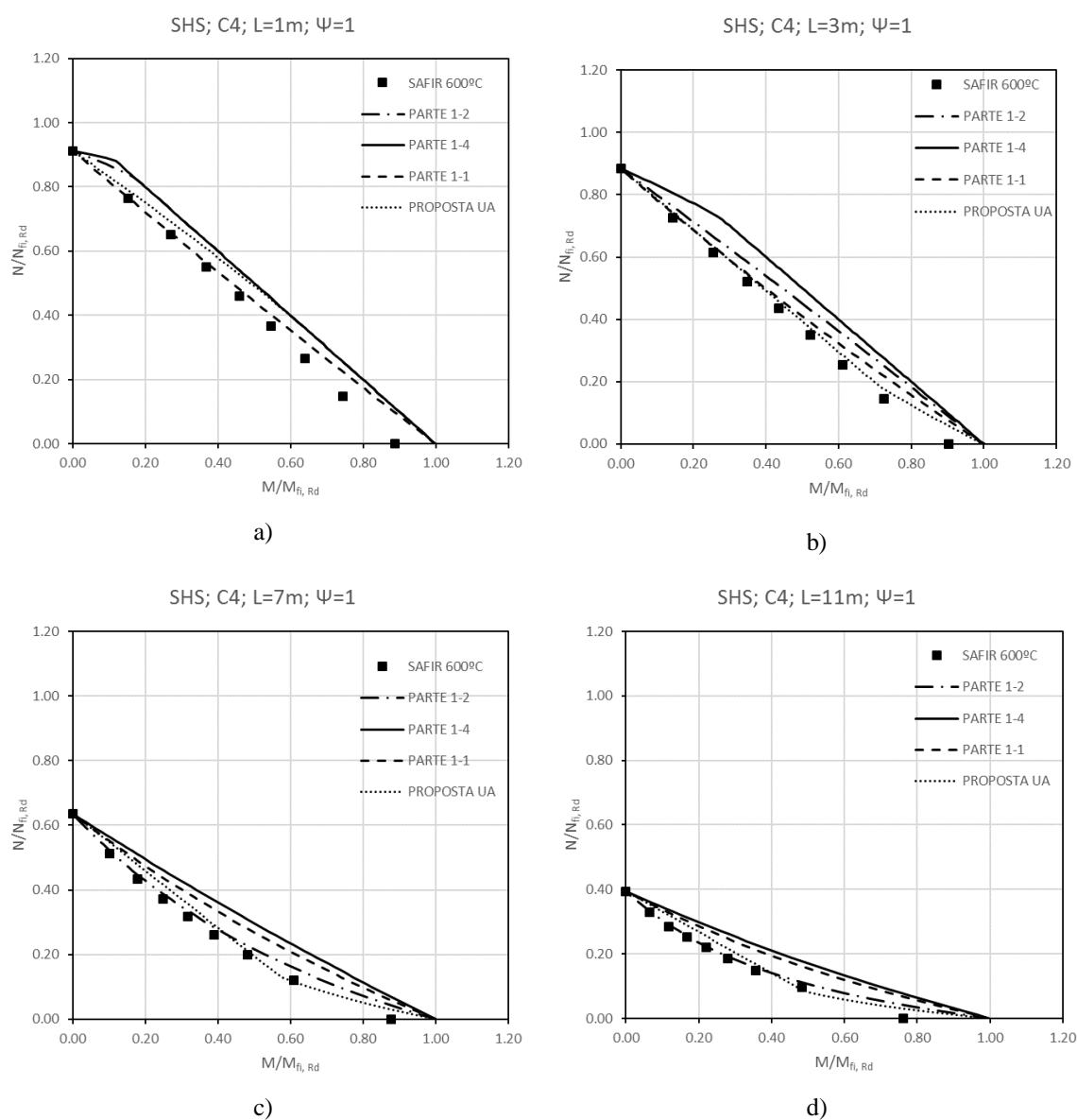


Figura B. 8 - SHS, C4, $\Psi=1$, 600°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

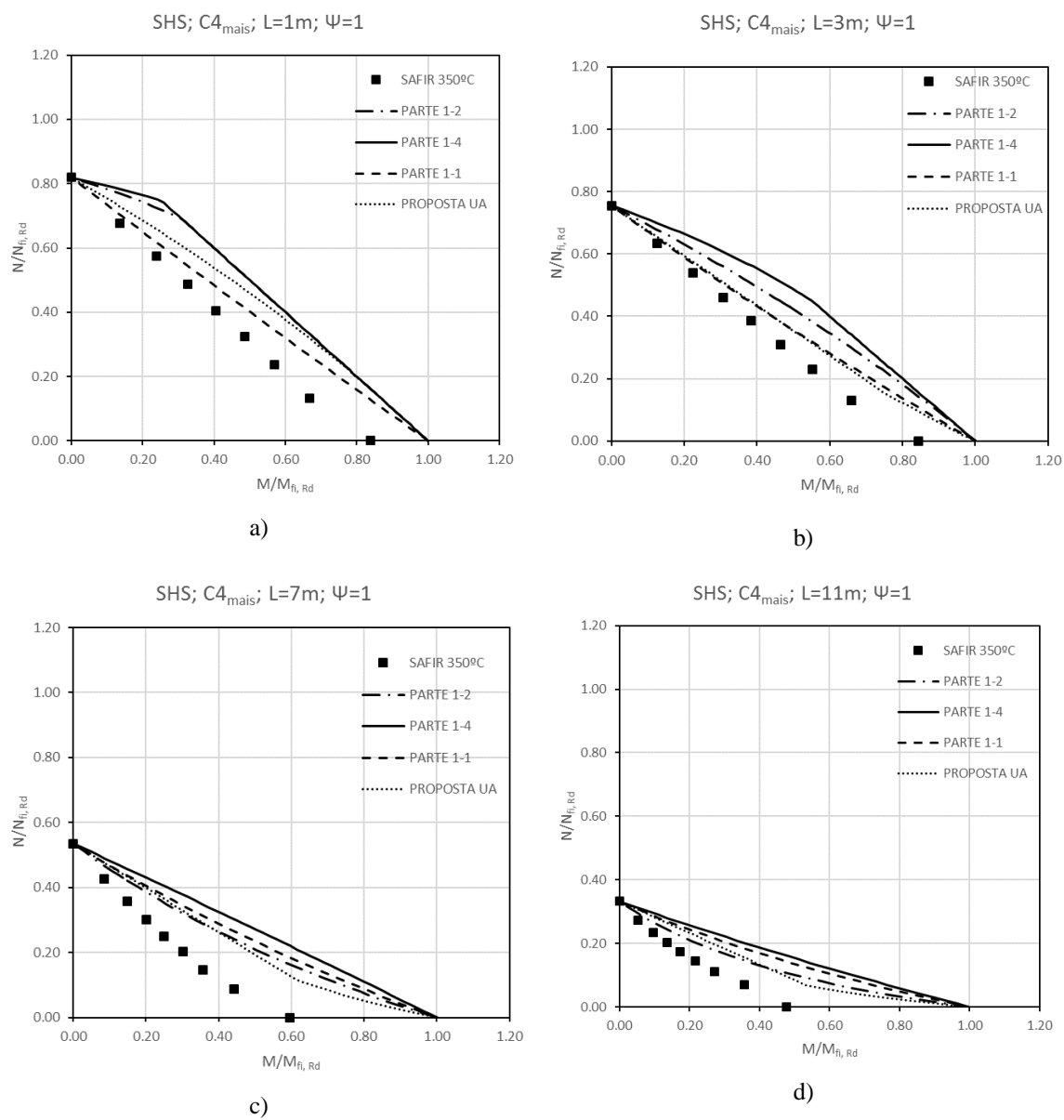
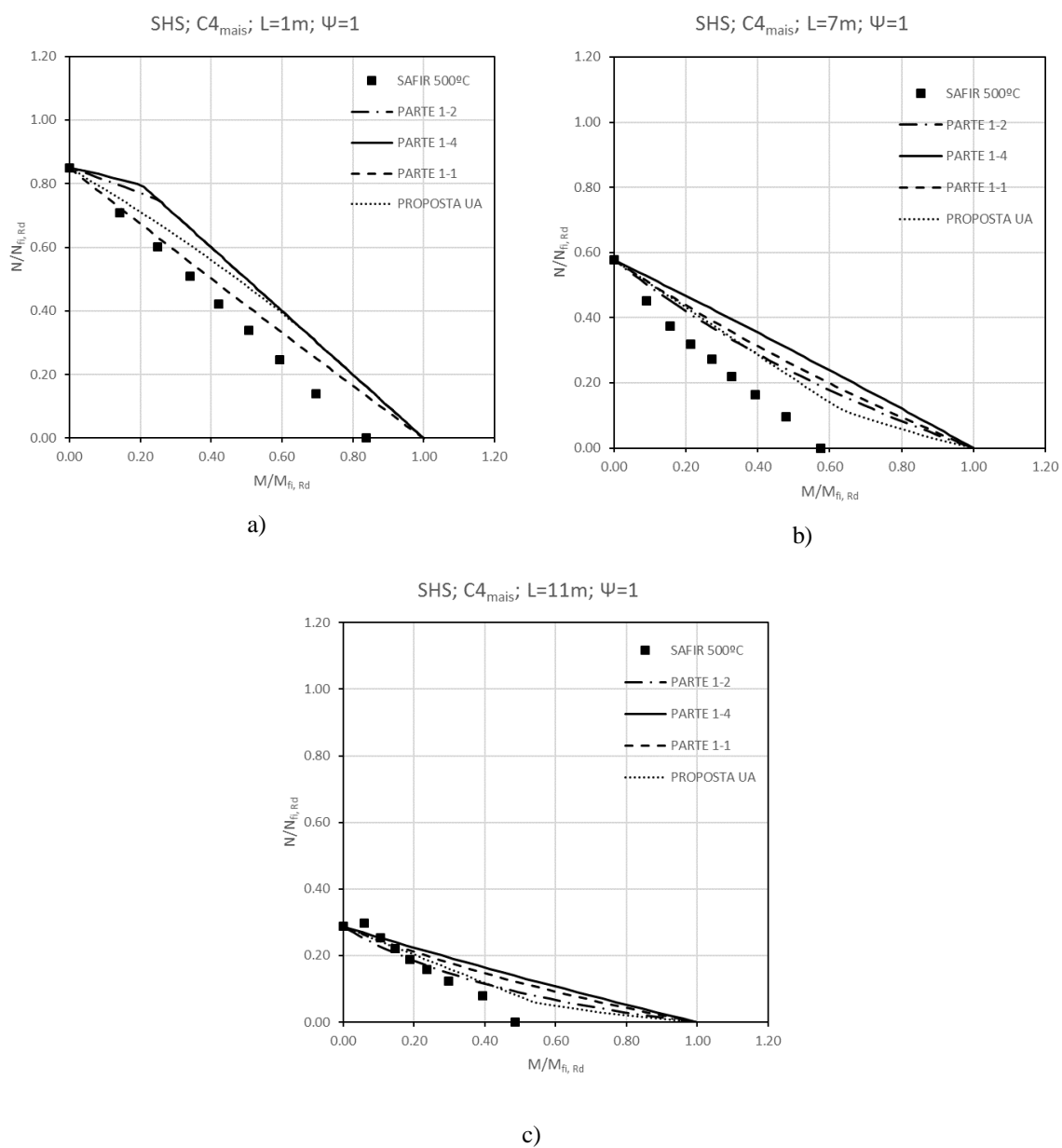


Figura B. 9 - SHS, $C4_{mais}$, $\Psi=1$, 350°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$



B. 10 - SHS, C4_{mais}, $\Psi=1$, 500°C: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m

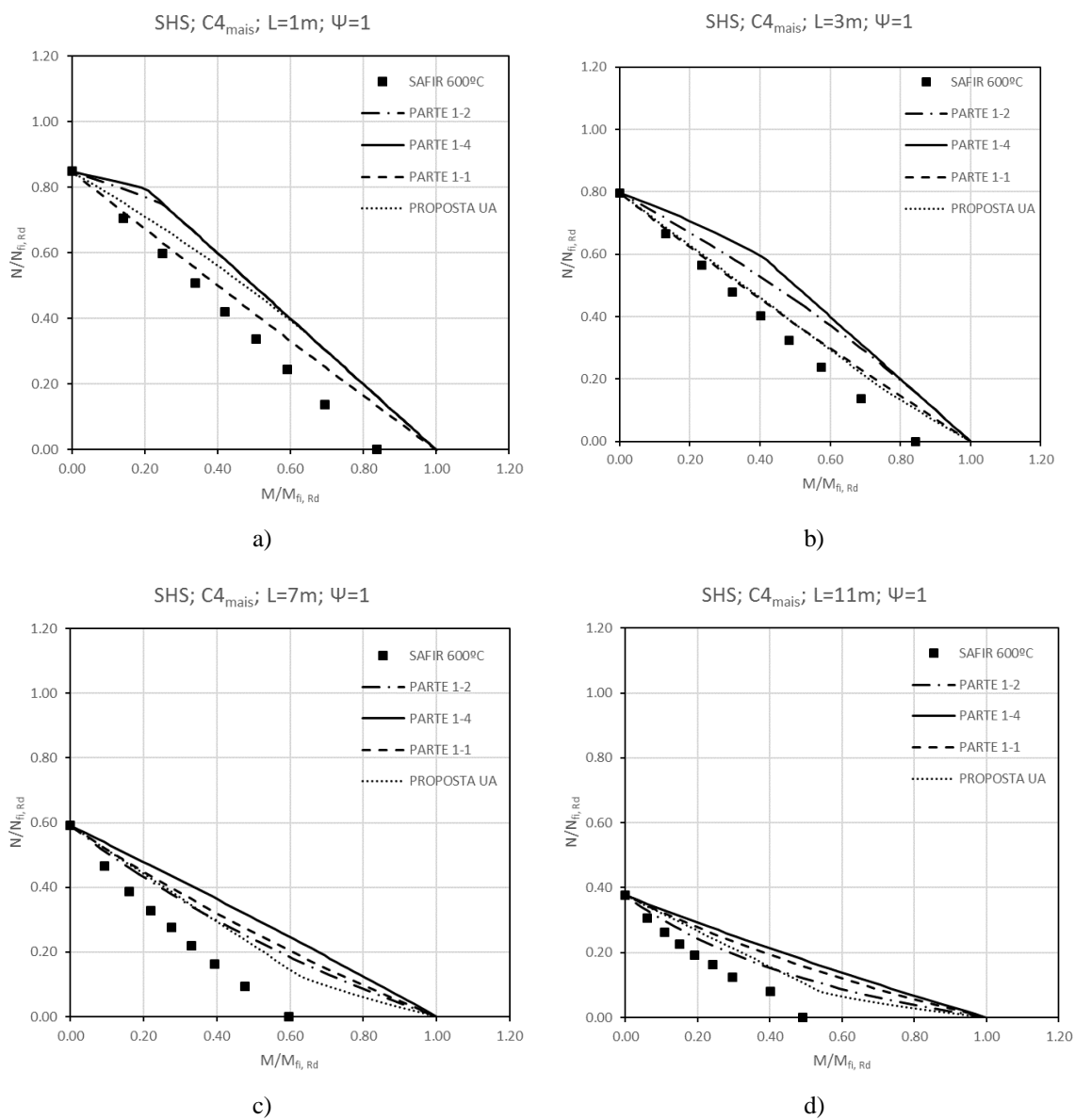


Figura B. 11 - SHS, $C4_{mais}$, $\Psi=1$, 600°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

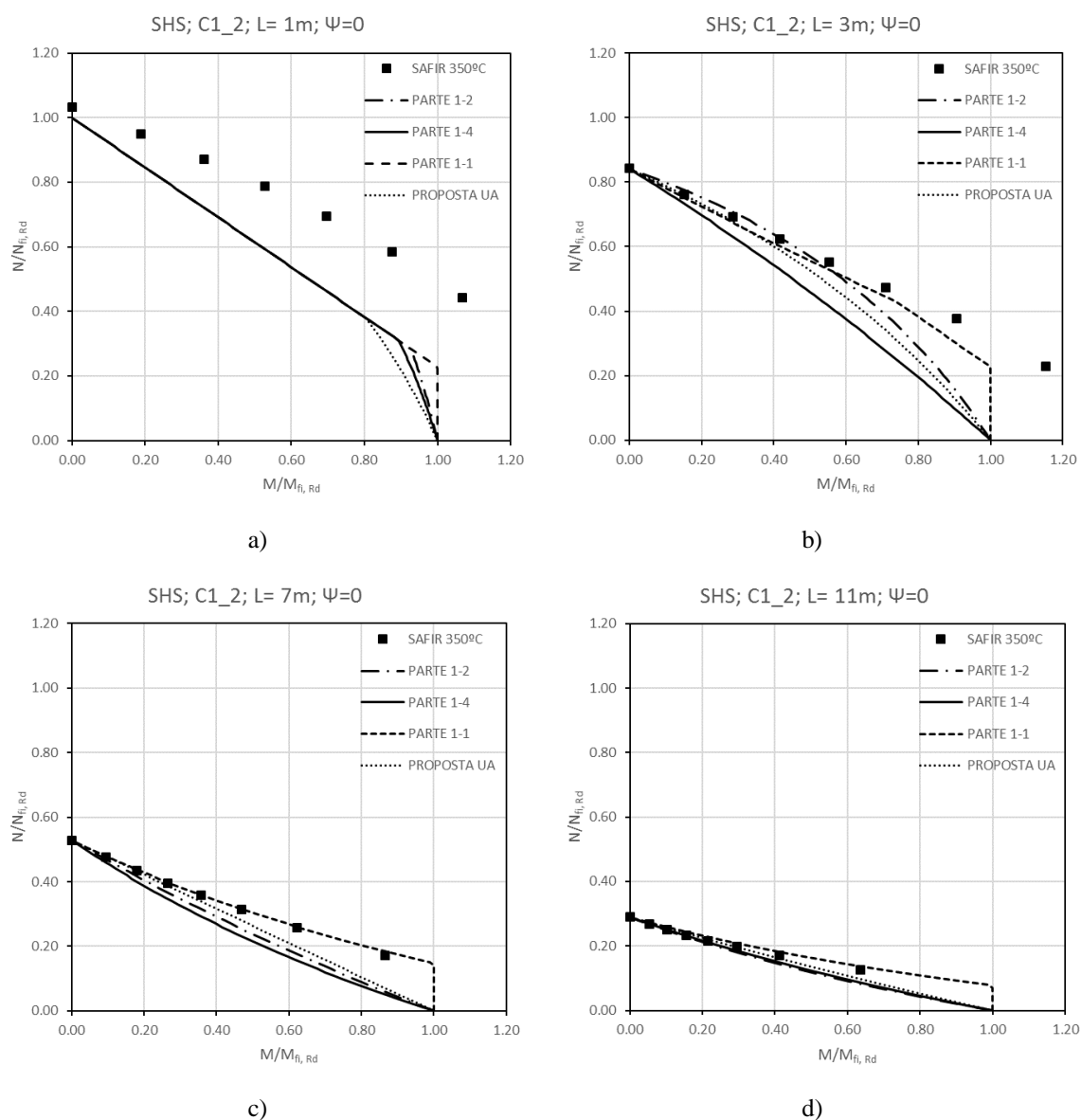


Figura B. 12 - SHS, C1_2, $\Psi=0$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

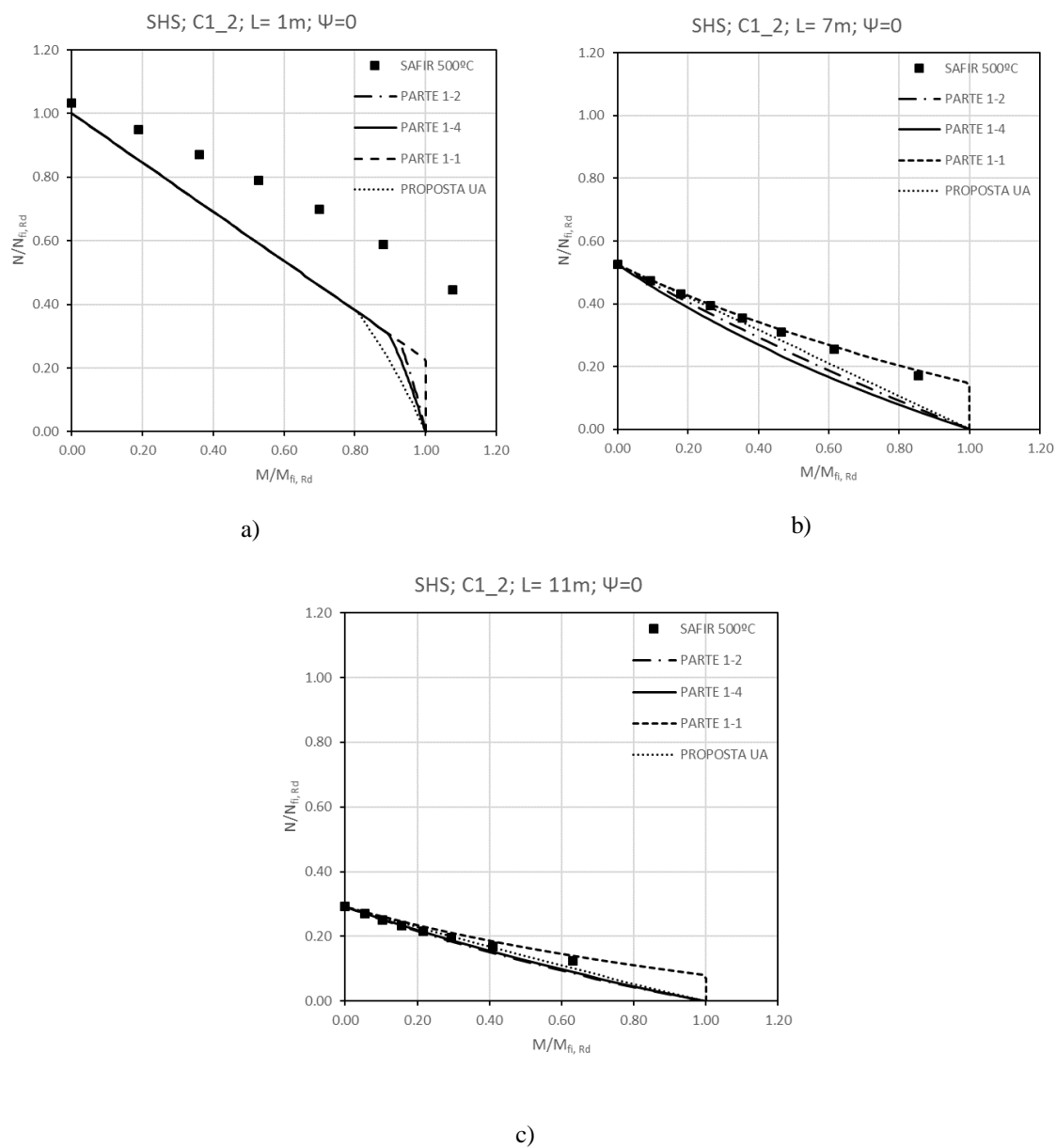


Figura B. 13 - SHS, C1_2, $\Psi=0$, 500°C: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m

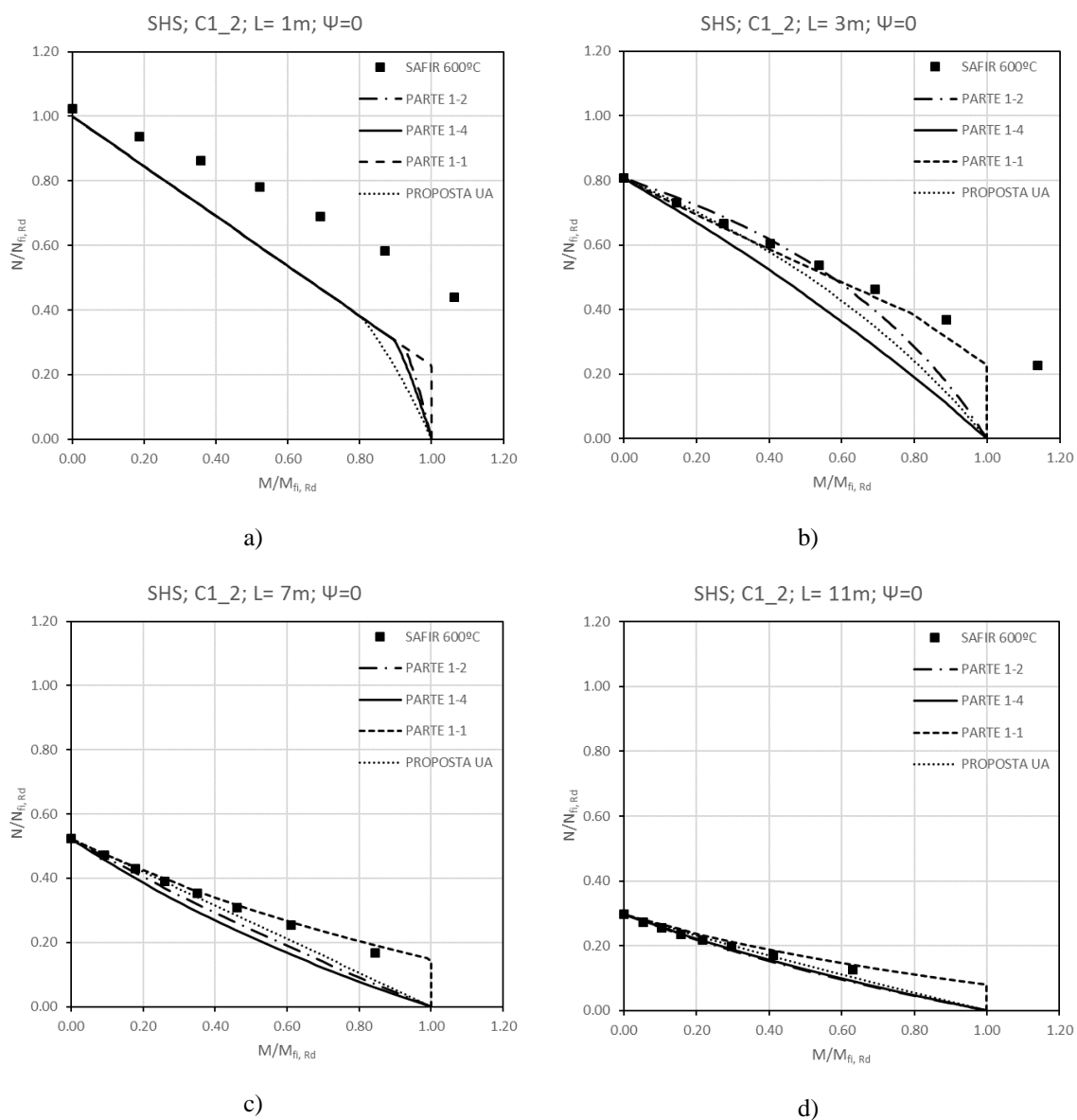


Figura B. 14 - SHS, C1_2, $\Psi=0$, 600°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

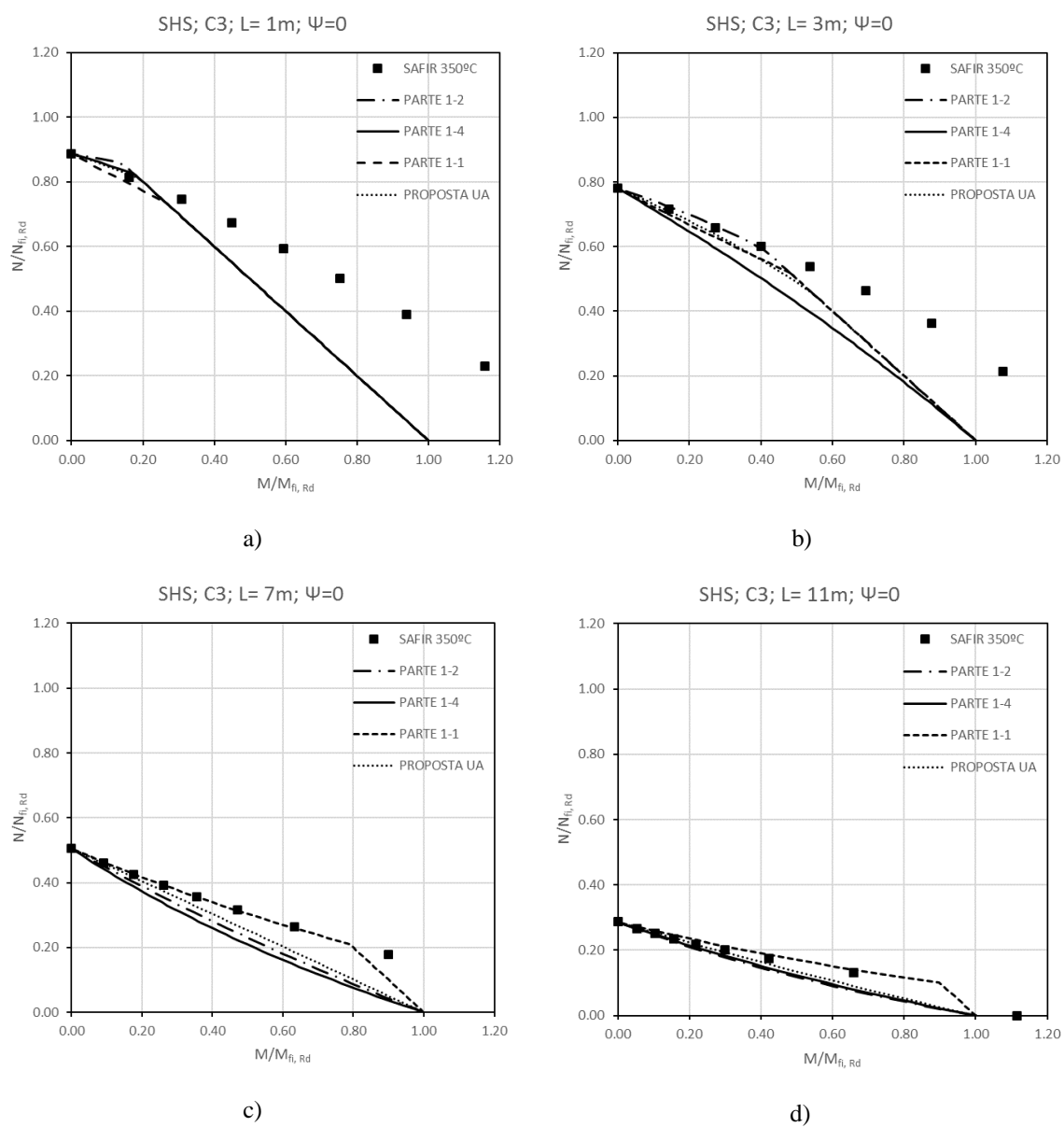


Figura B. 15 - SHS, C3, $\Psi=0$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

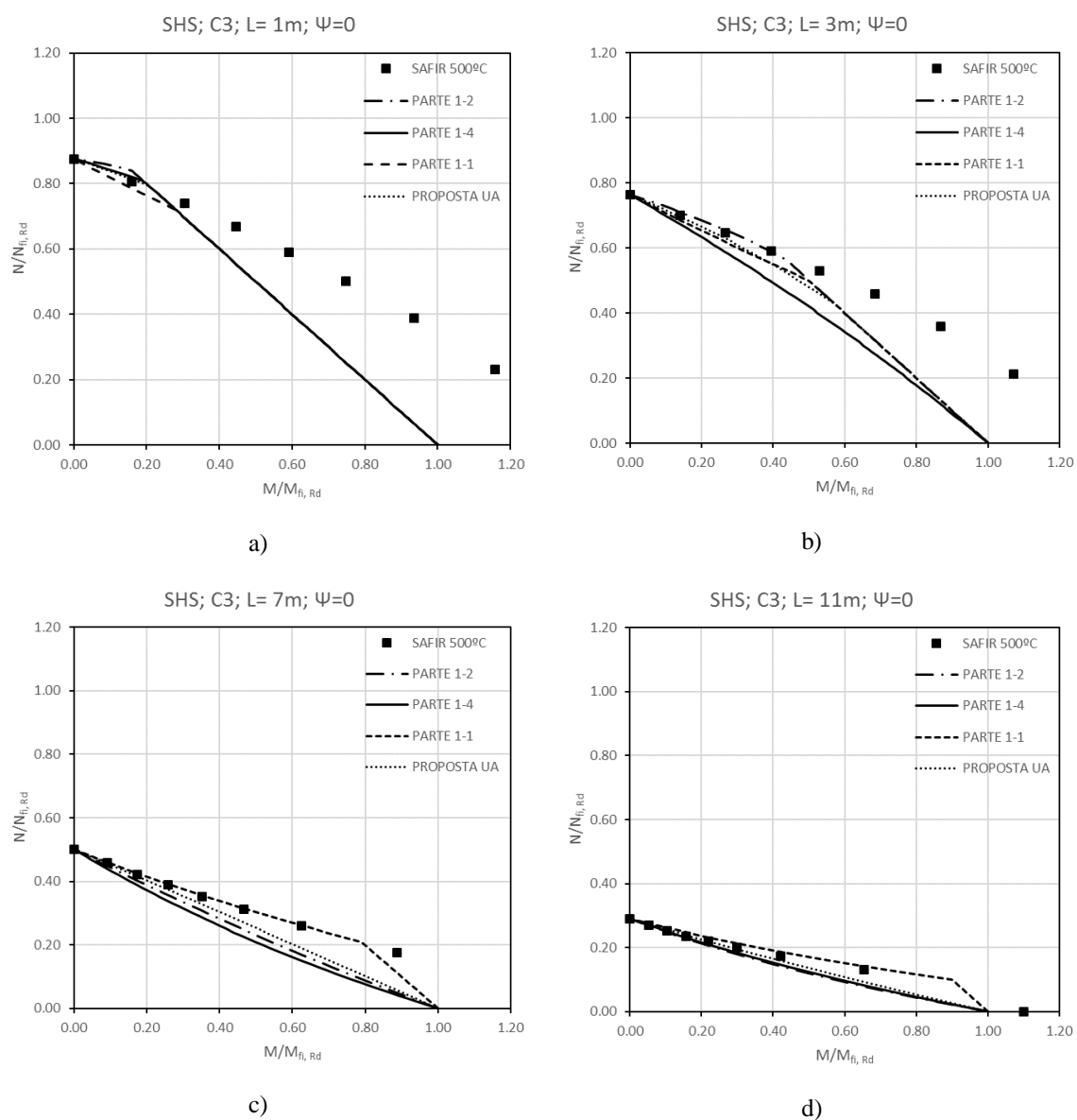


Figura B. 16 - SHS, C3, $\Psi=0$, 500°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

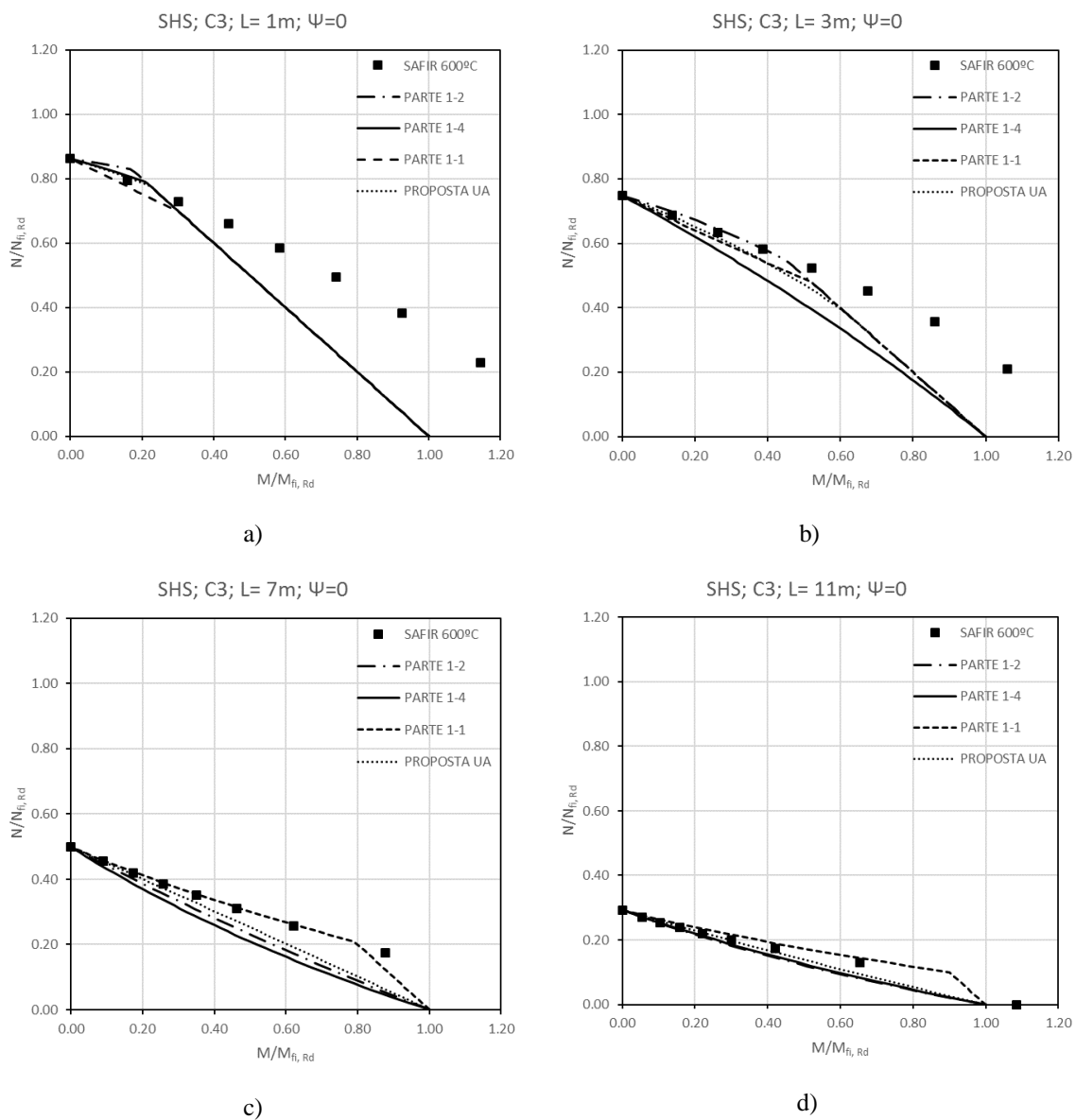


Figura B. 17 - SHS, C3, $\Psi=0$, 600°C: a) $L=1$ m b) $L=3$ m c) $L=7$ m d) $L=11$ m

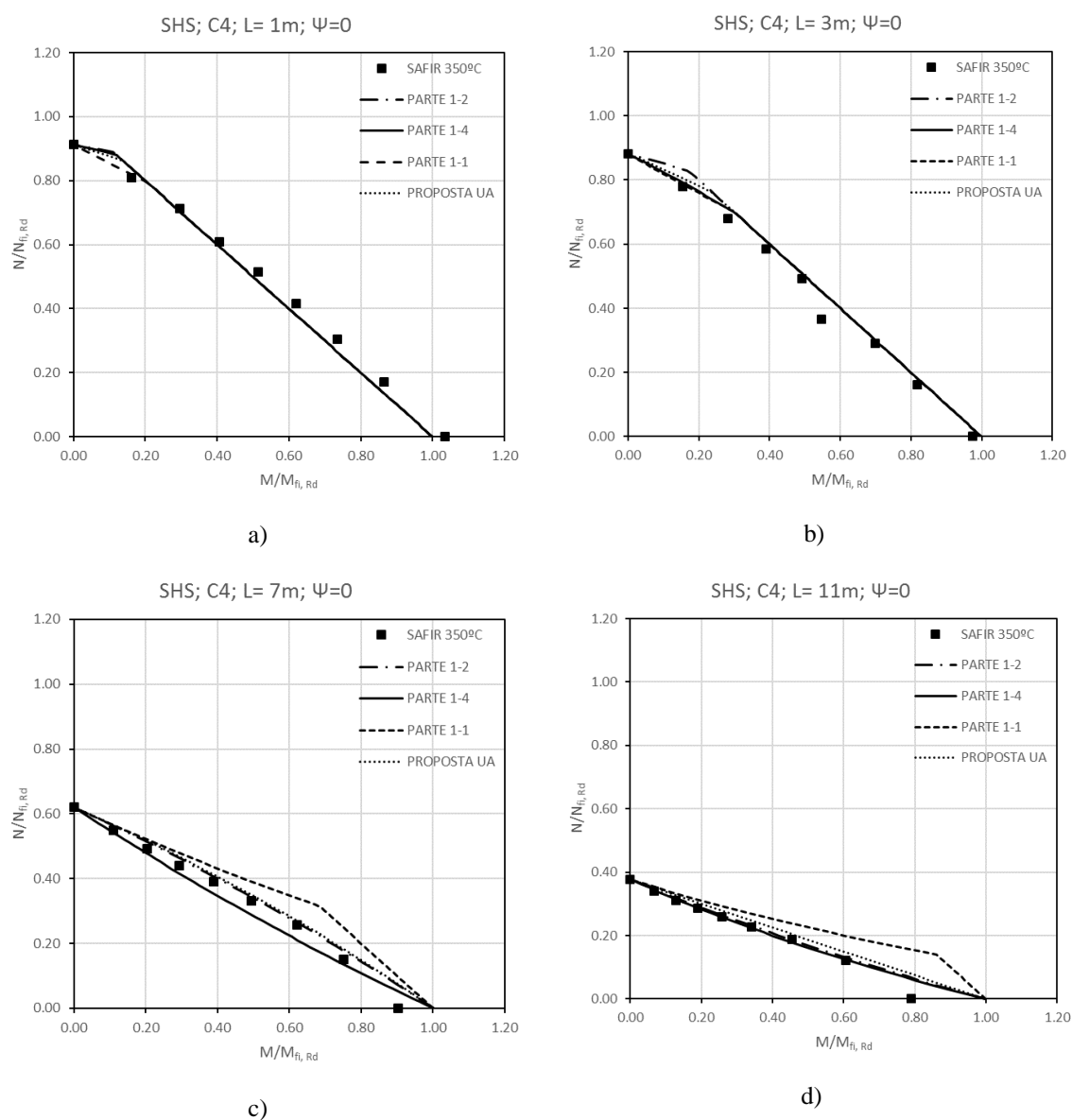


Figura B. 18 - SHS, C4, $\Psi=0$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

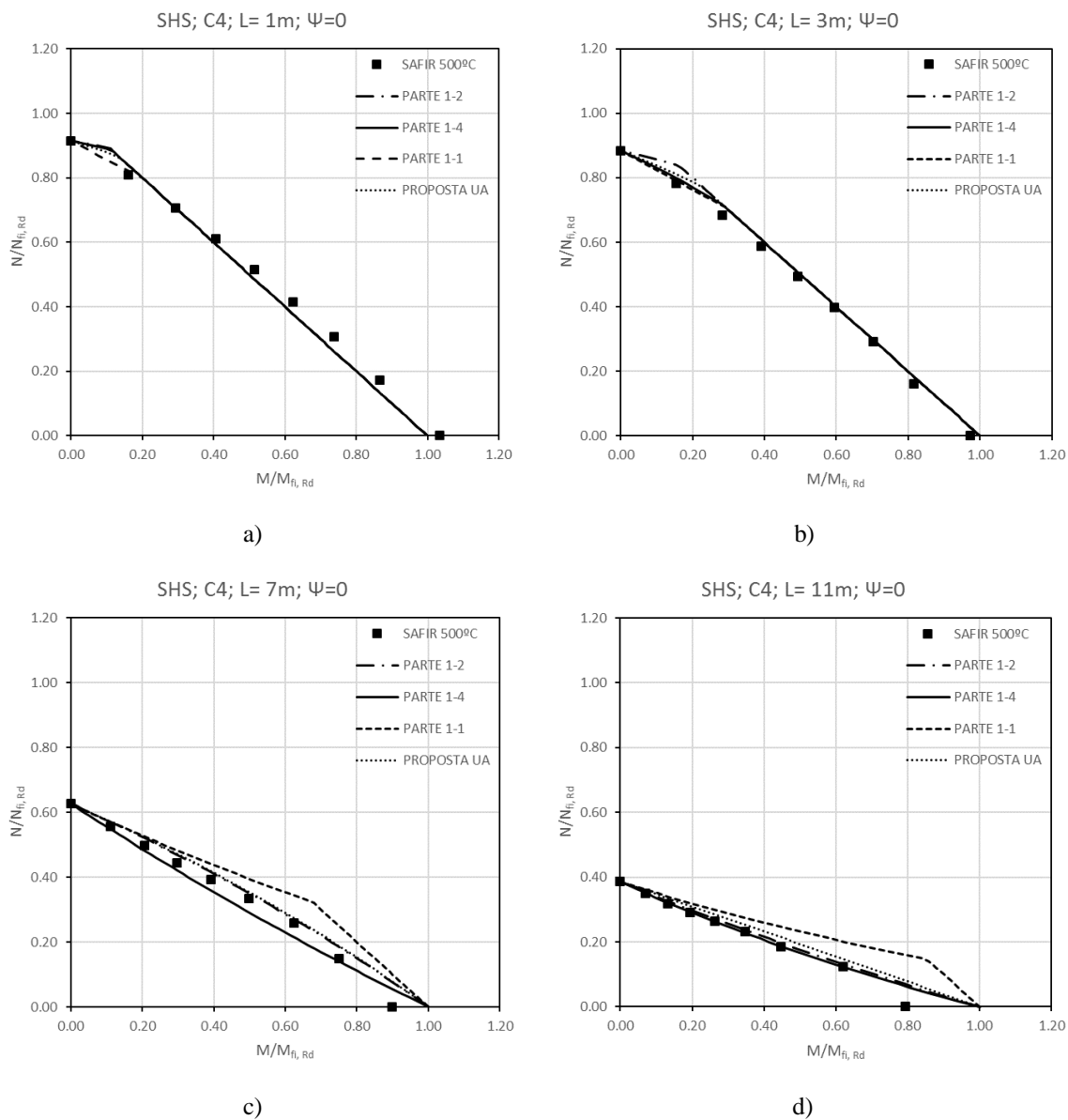


Figura B. 19 - SHS, C4, $\Psi=0$, 500°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

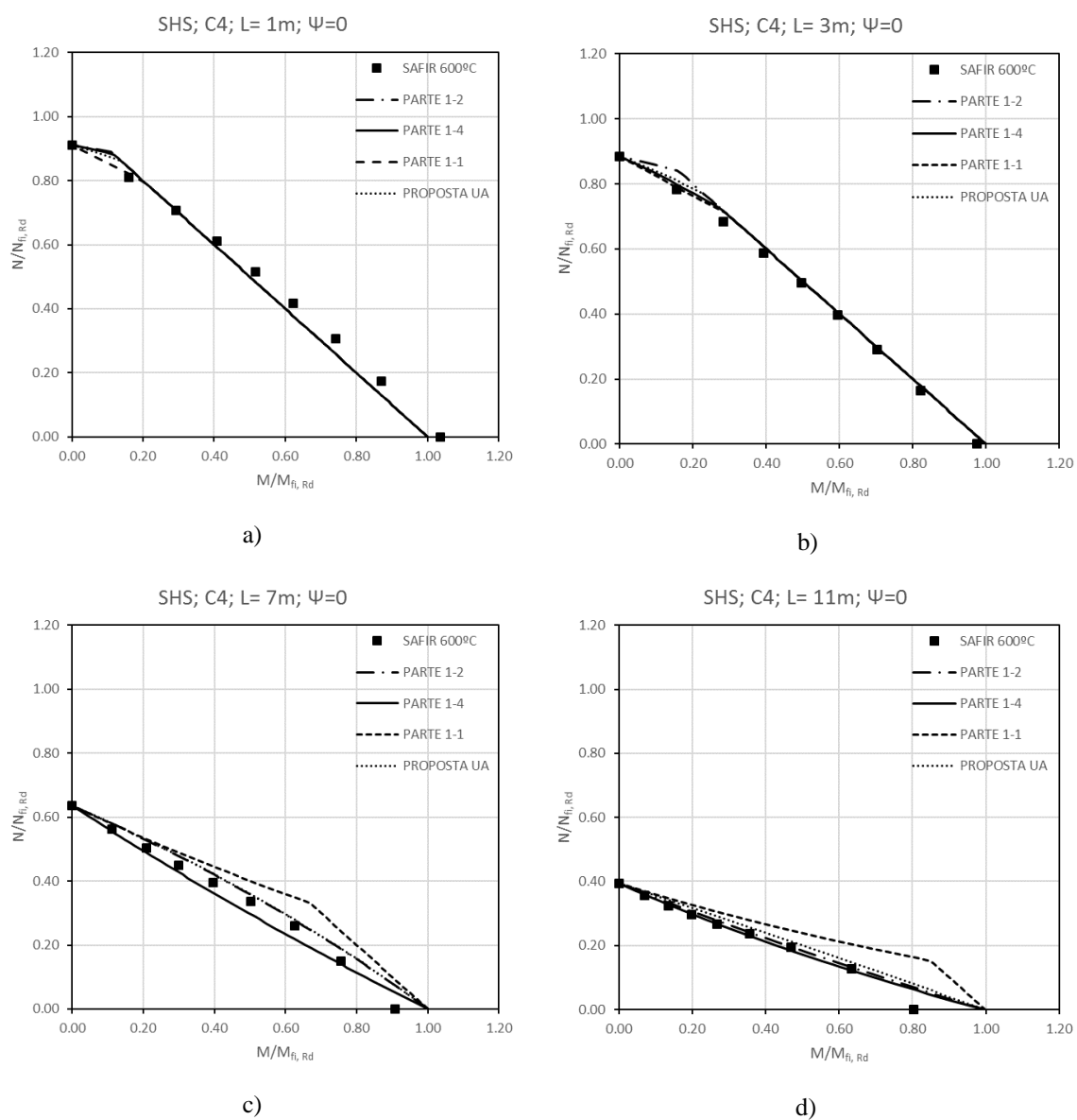


Figura B. 20 - SHS, C4, $\Psi=0$, 600°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

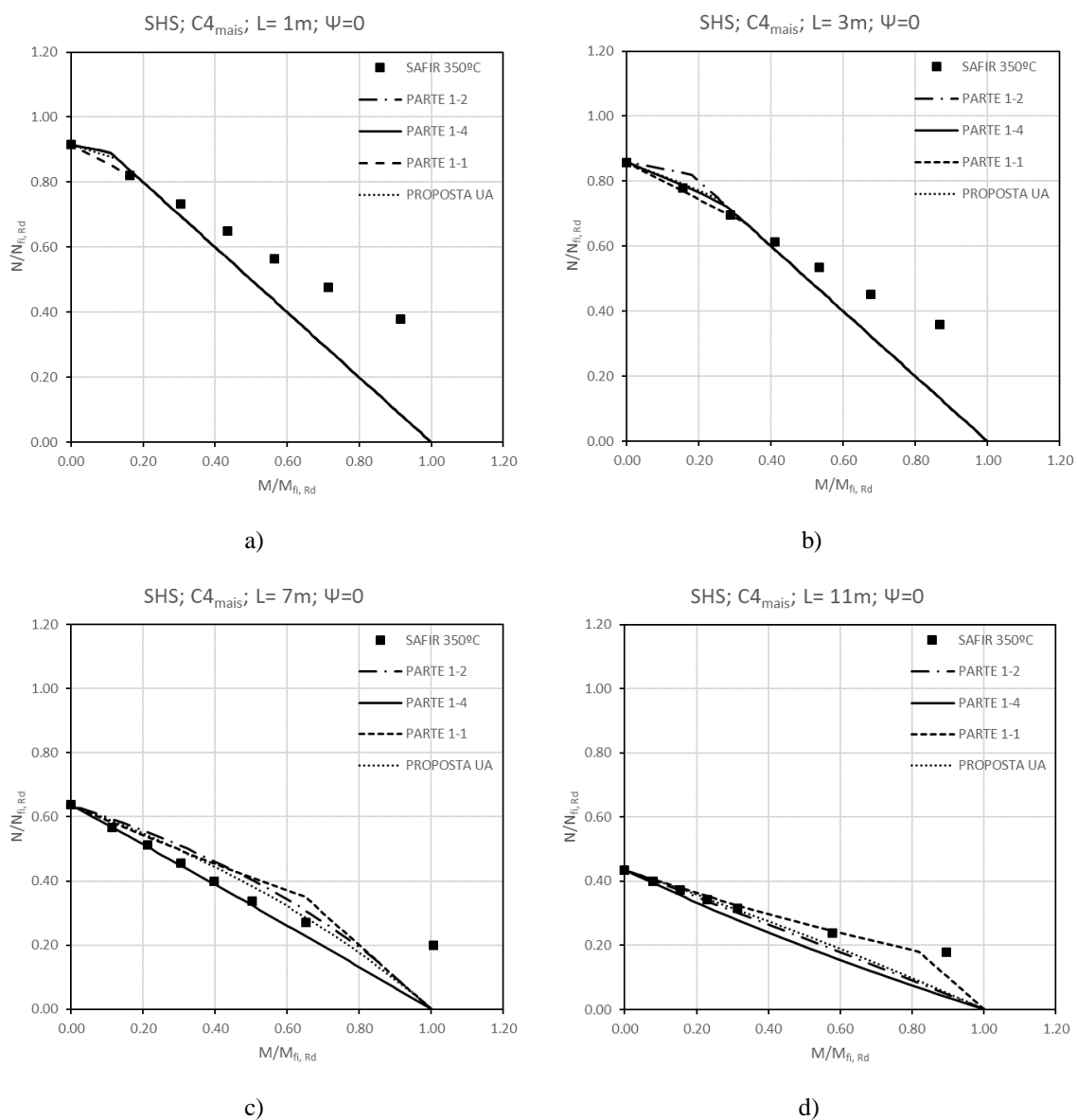


Figura B. 21 - SHS, $C4_{\text{mais}}$, $\Psi=0$, 350°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

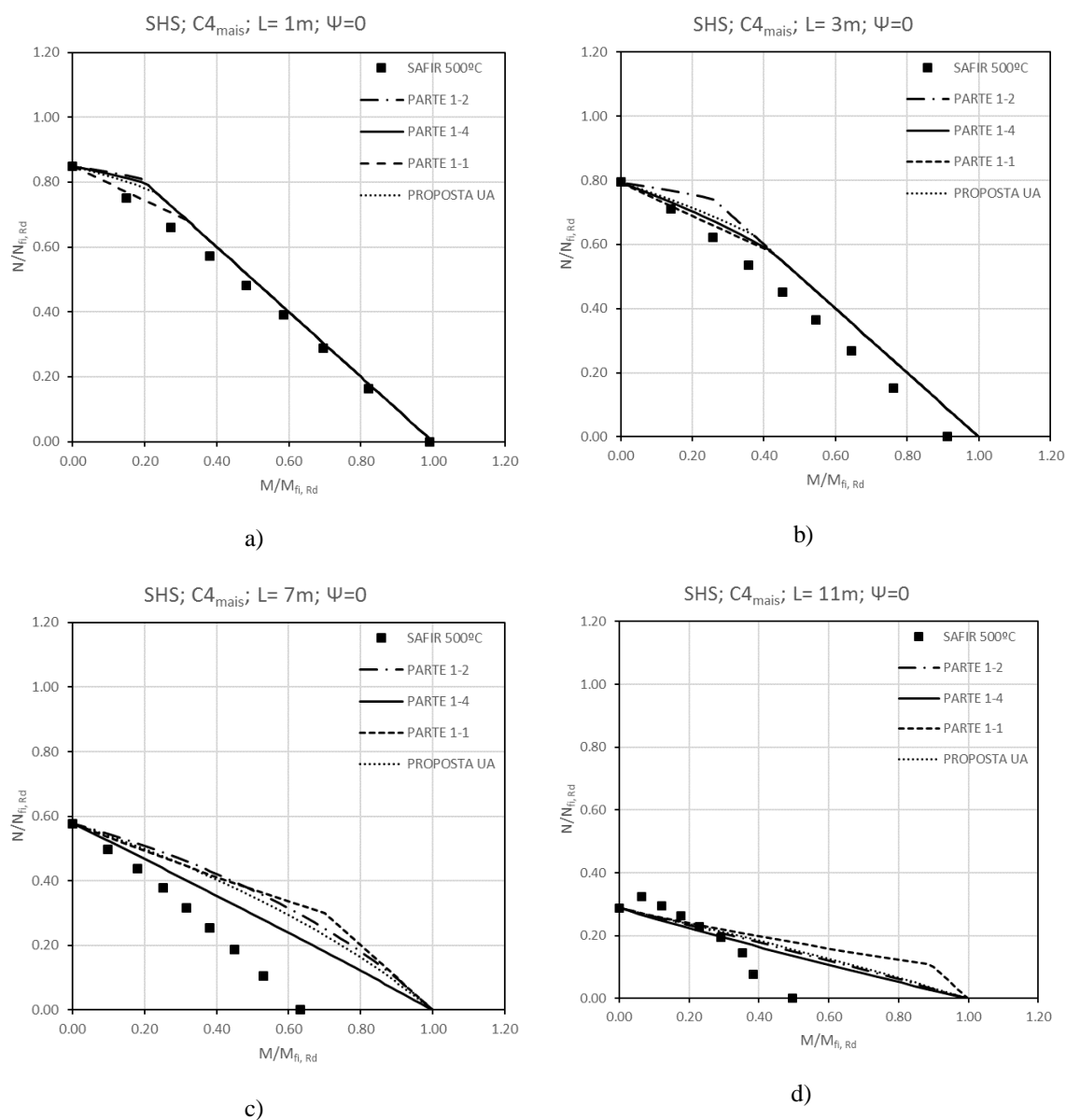


Figura B. 22 - SHS, $C4_{\text{mais}}$, $\Psi = 0$, 500°C : a) $L = 1\text{ m}$ b) $L = 3\text{ m}$ c) $L = 7\text{ m}$ d) $L = 11\text{ m}$

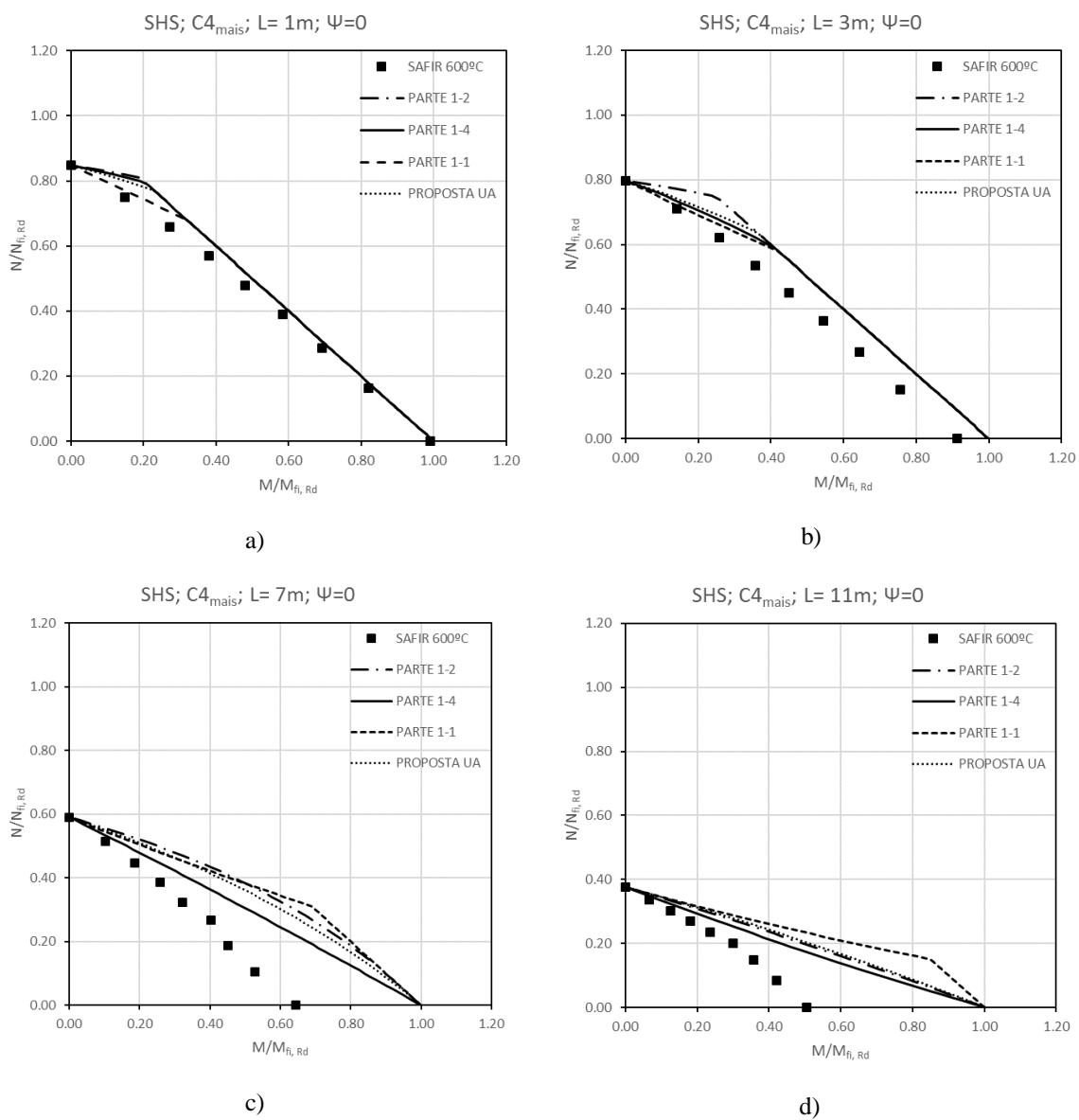


Figura B. 23 - SHS, $C4_{\text{mais}}$, $\Psi=0$, 600°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

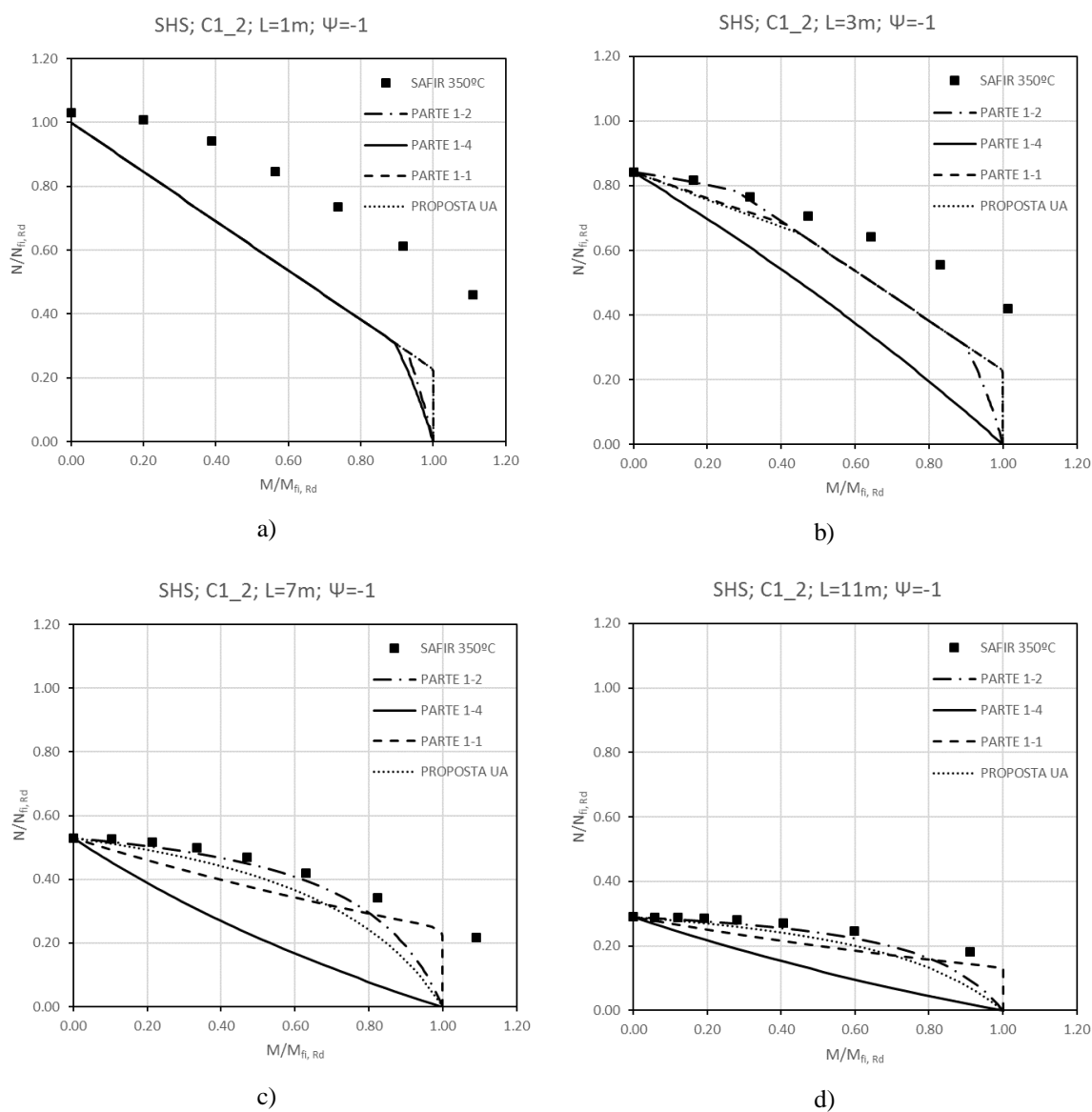


Figura B. 24 - SHS, C1_2, $\Psi=-1$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

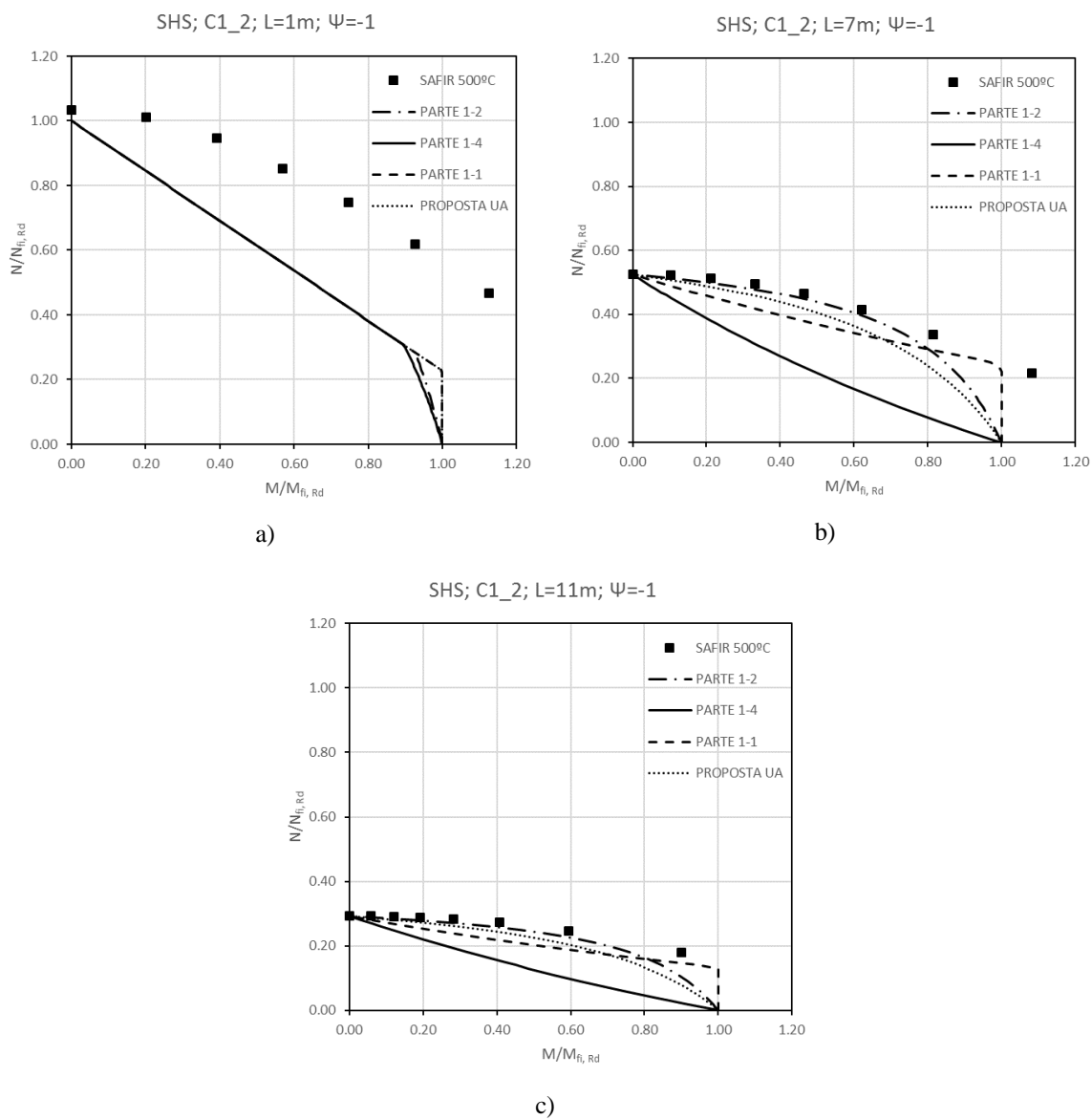


Figura B. 25 - SHS, C1_2, $\Psi=-1$, 500°C: a) $L=1\text{ m}$ b) $L=7\text{ m}$ c) $L=11\text{ m}$

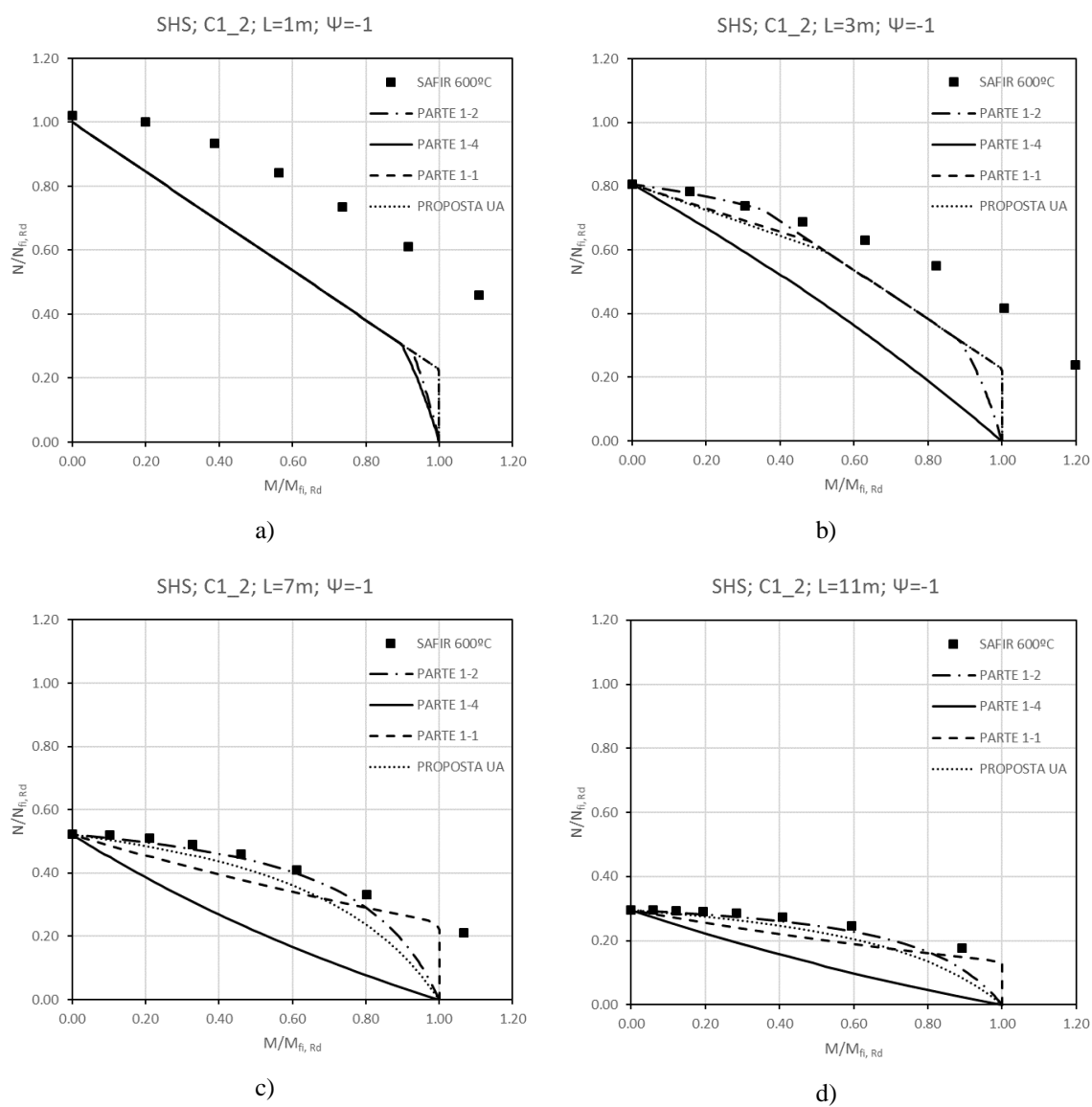


Figura B. 26 - SHS, C1_2, $\Psi=-1$, 600°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

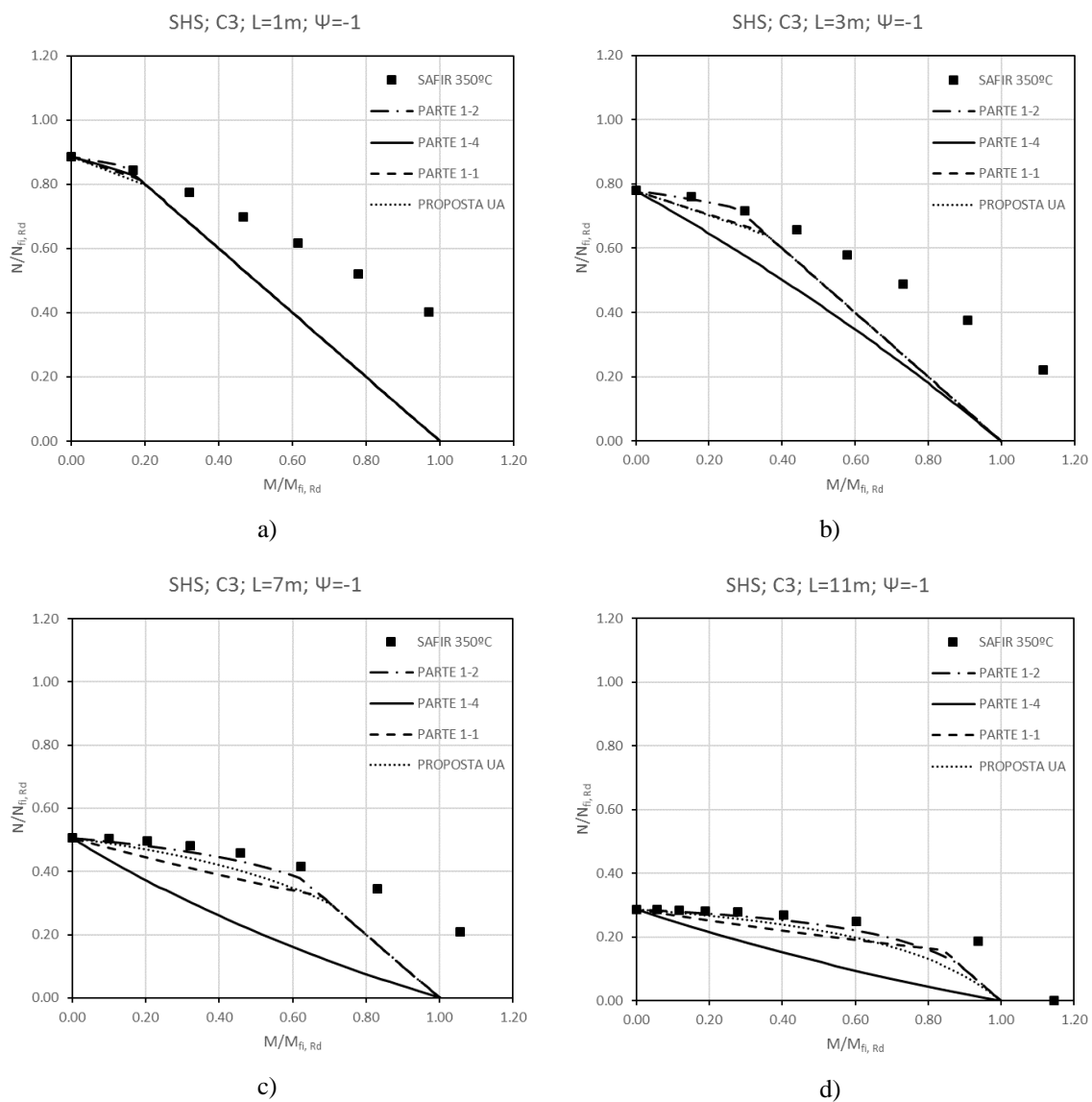


Figura B. 27 - SHS, C3, $\Psi = -1$, 350°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

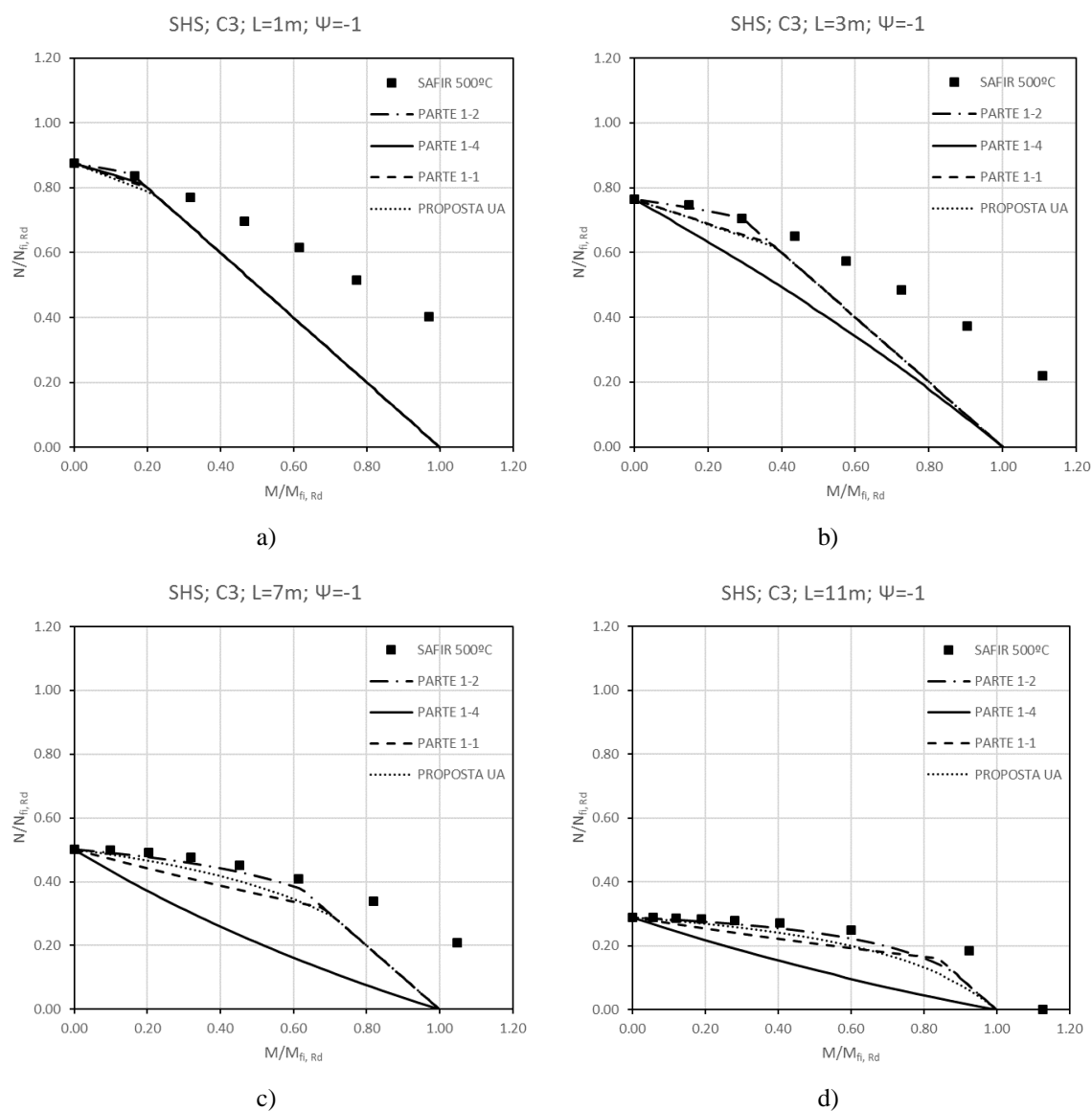


Figura B. 28 - SHS, C3, $\Psi = -1$, 500°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

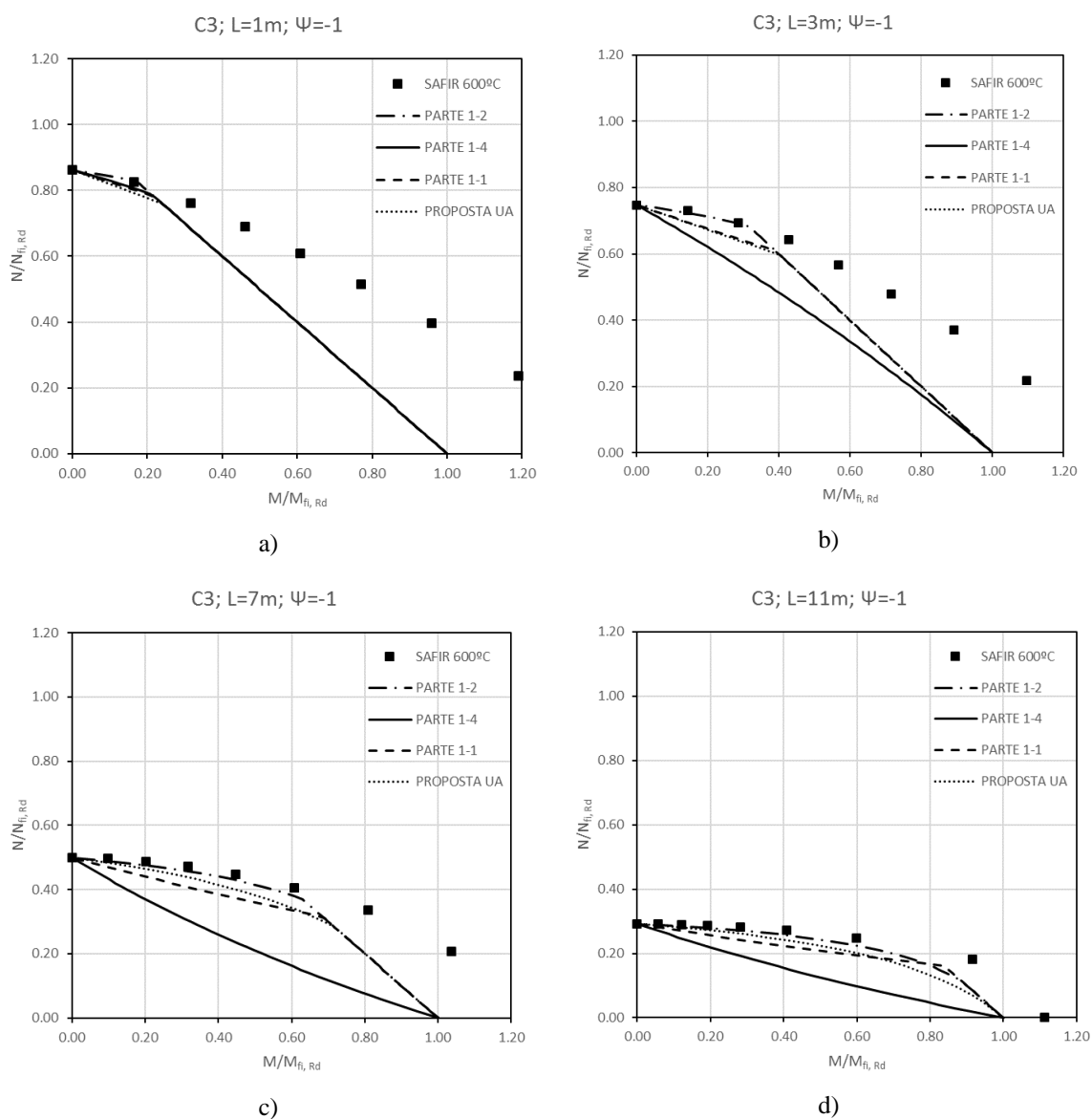


Figura B. 29 - SHS, C3, $\Psi = -1$, 600°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

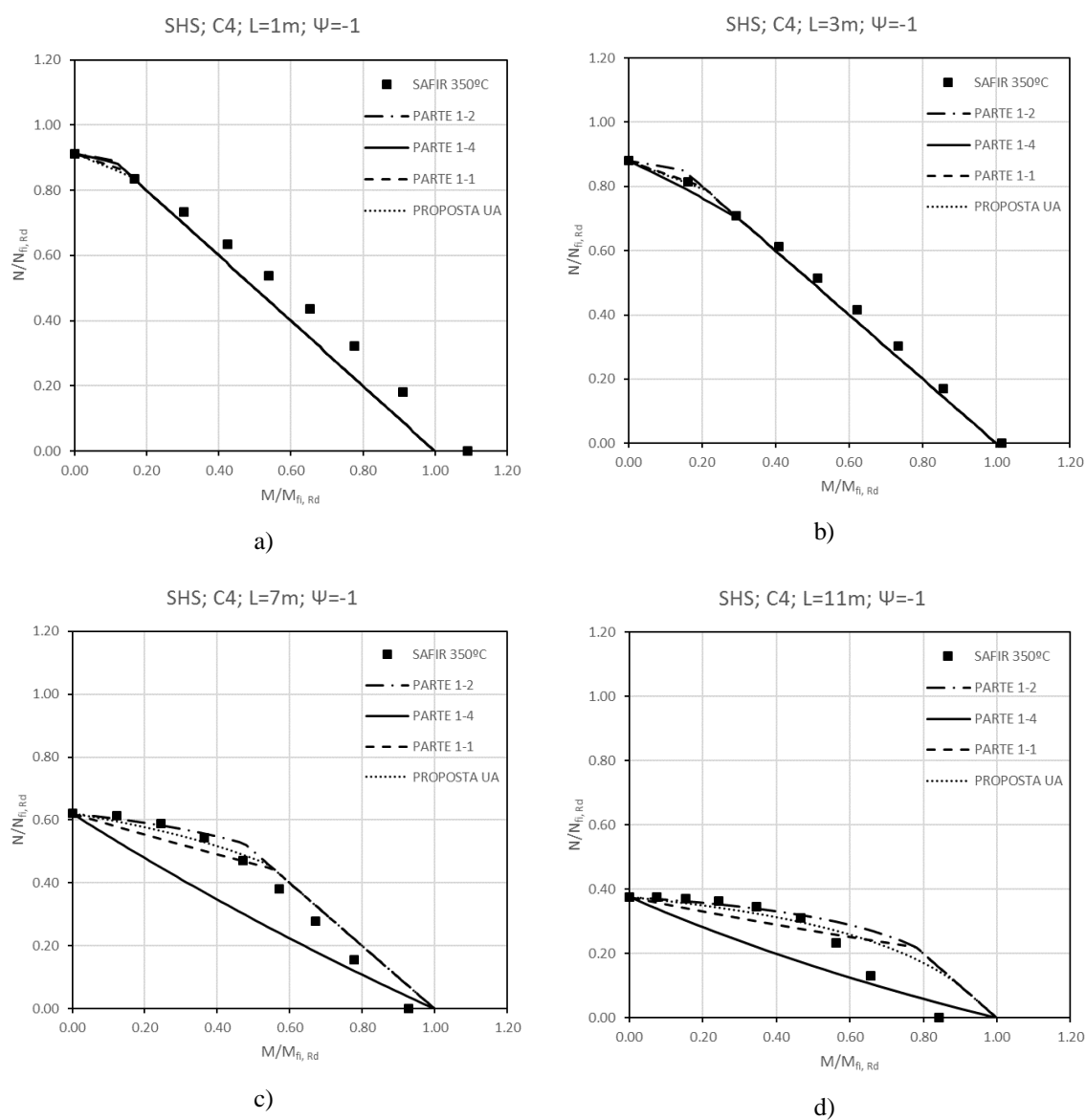


Figura B. 30 - SHS, C4, $\Psi = -1$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

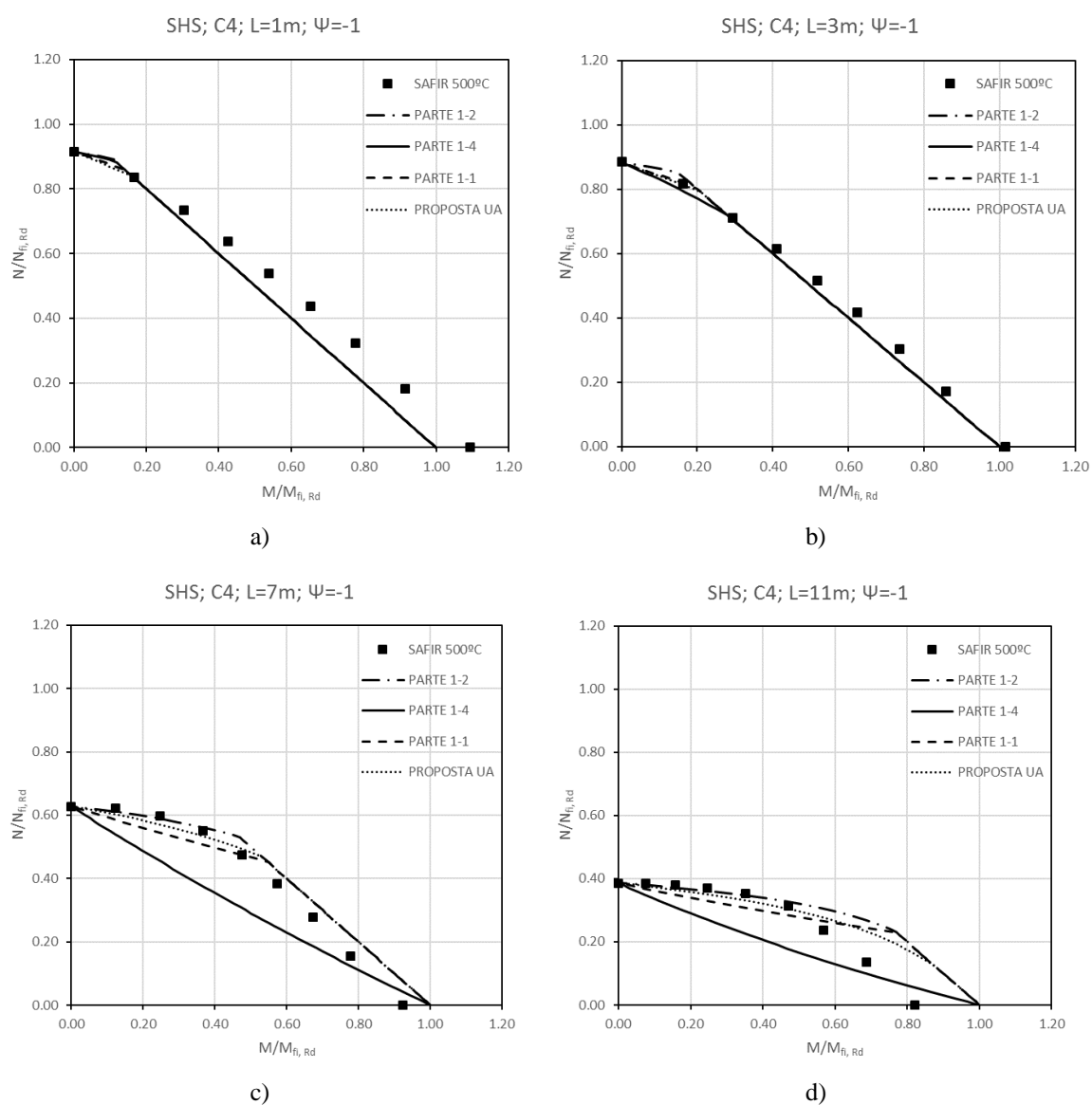


Figura B. 31 - SHS, C4, $\Psi = -1$, 500°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

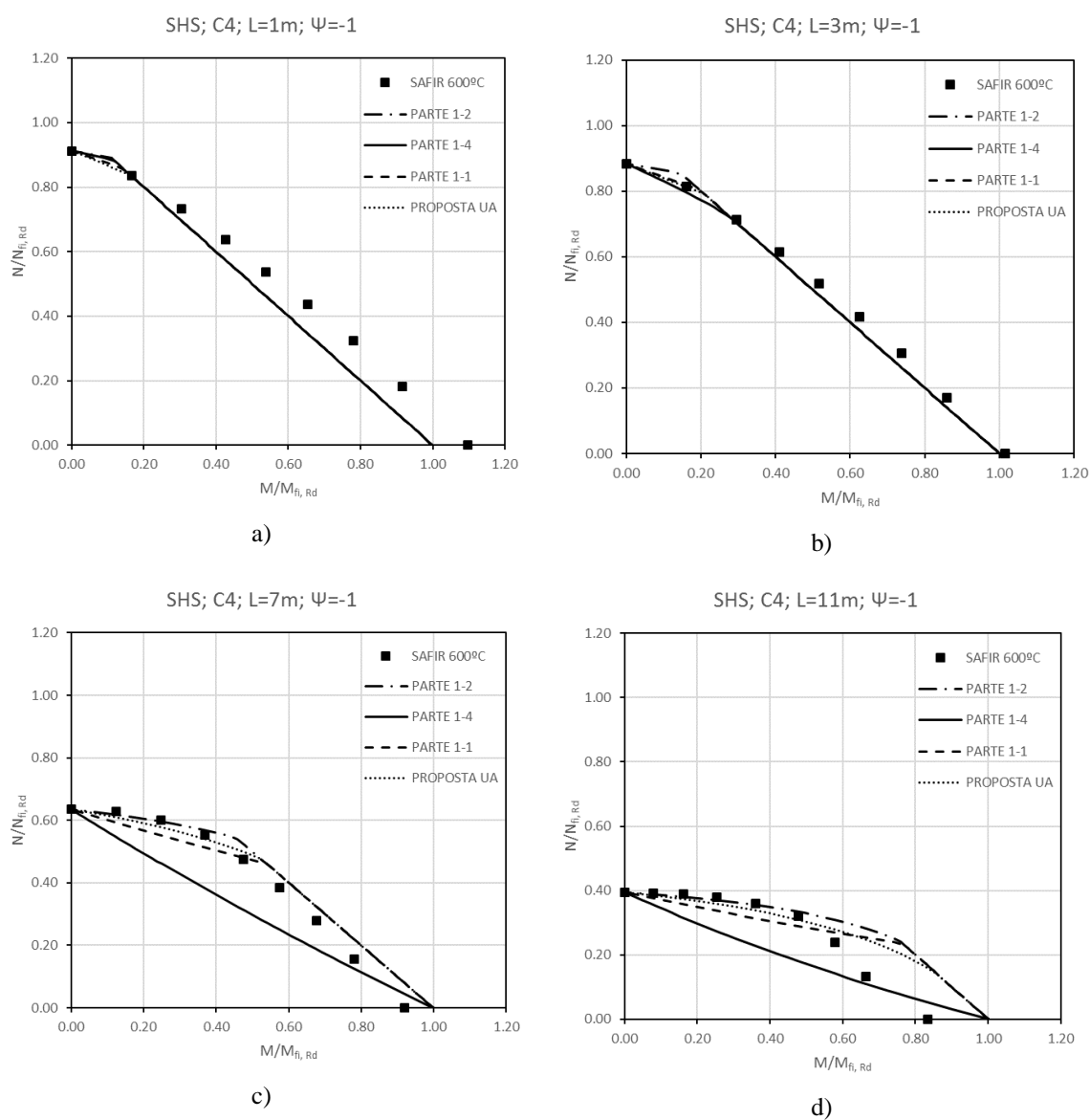


Figura B. 32 - SHS, C4, $\Psi=-1$, 600°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

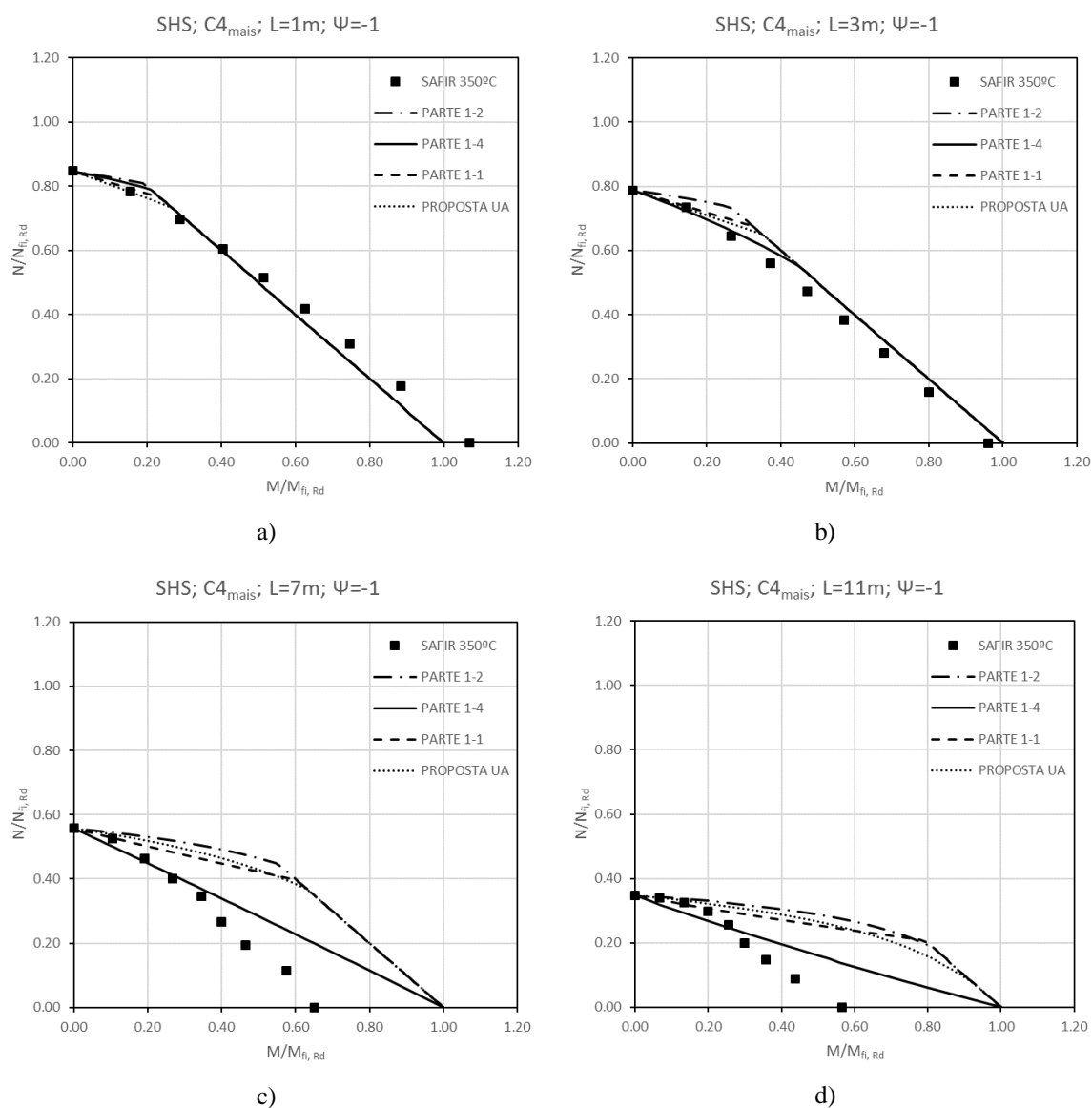


Figura B. 33 - SHS, C4_{mais}, $\Psi = -1$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

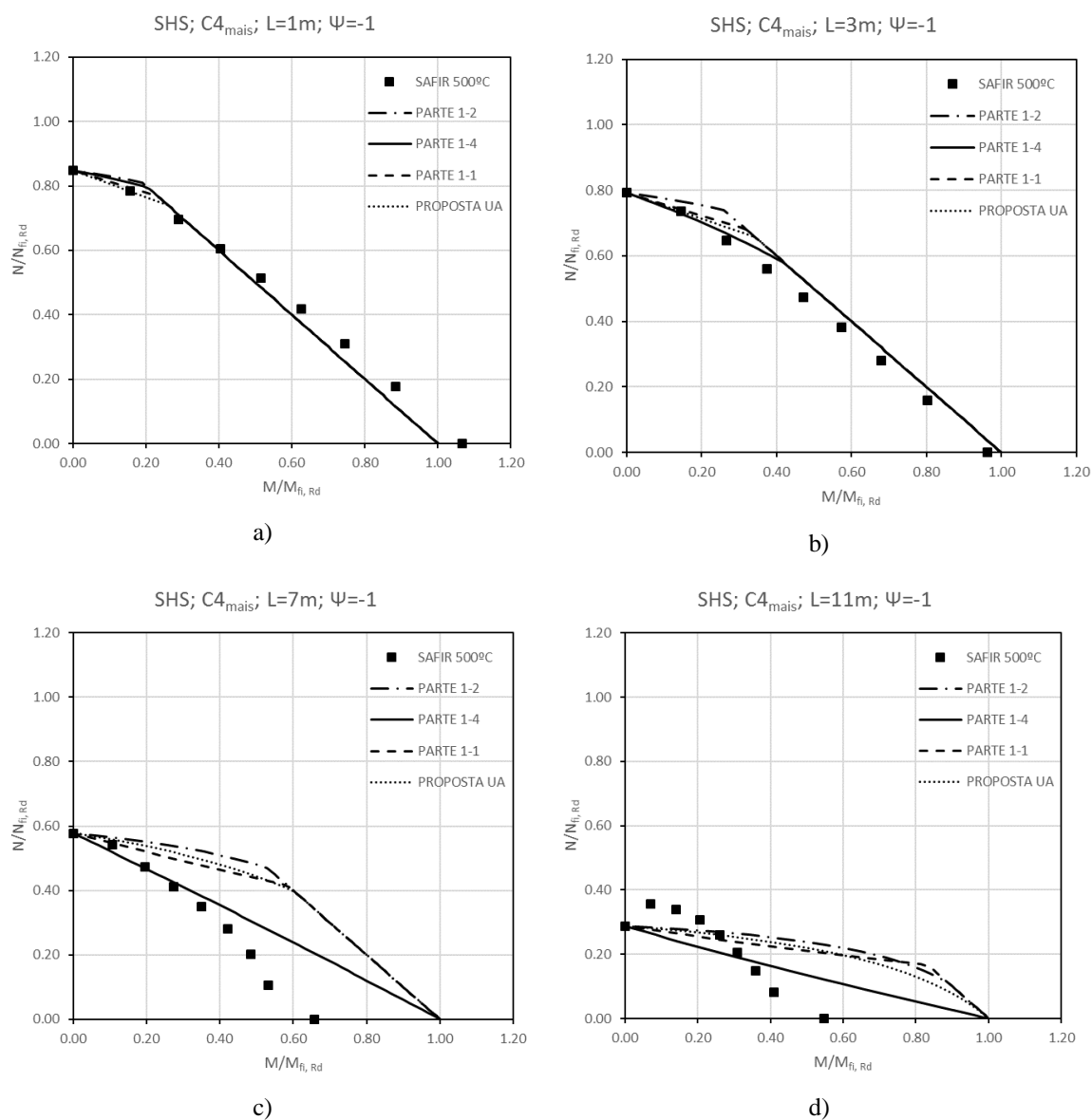


Figura B. 34 - SHS, C4_{mais}, $\Psi=-1$, 500°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

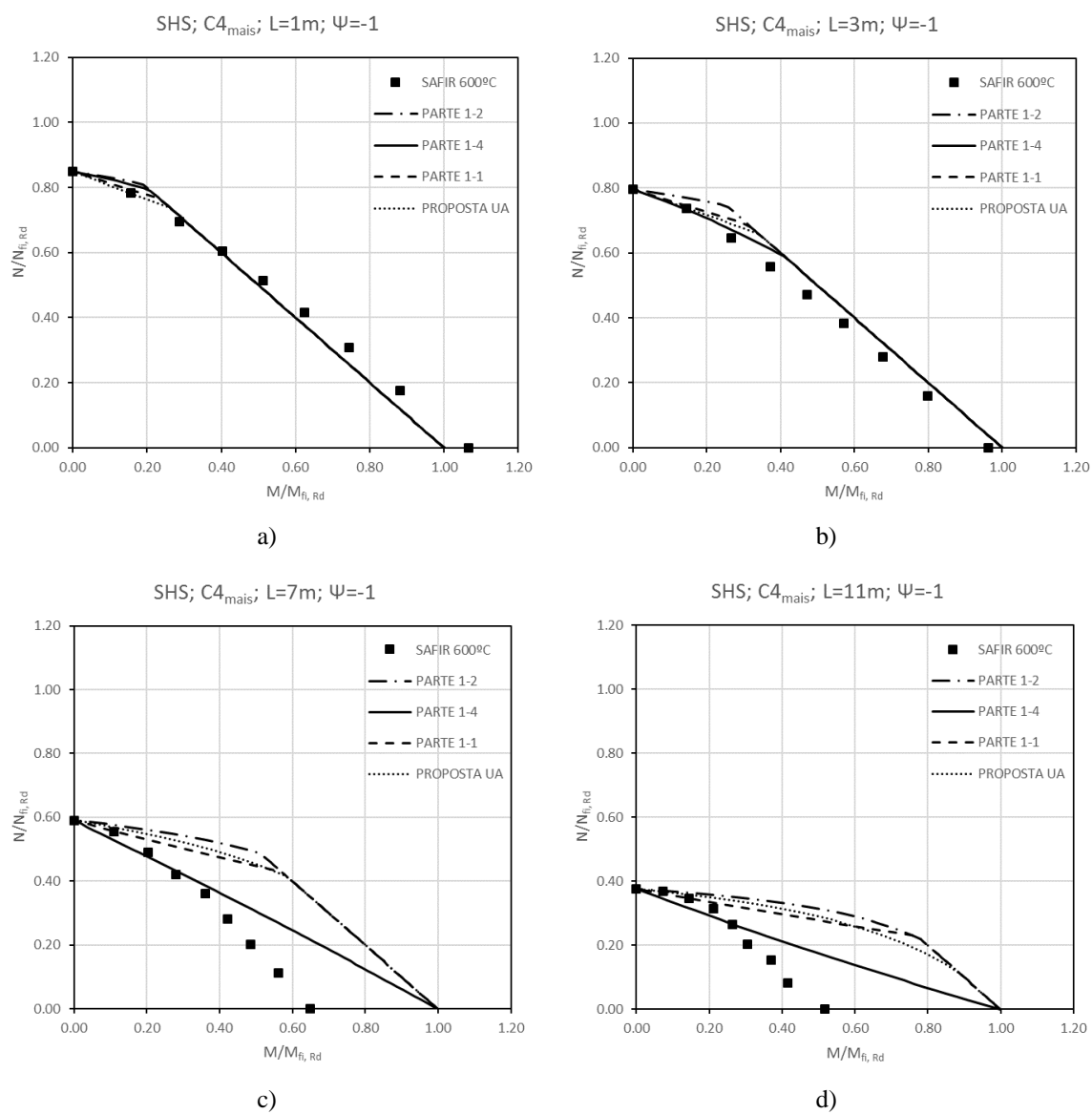


Figura B. 35 - SHS, C4_{mais}, $\Psi=-1$, 600°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

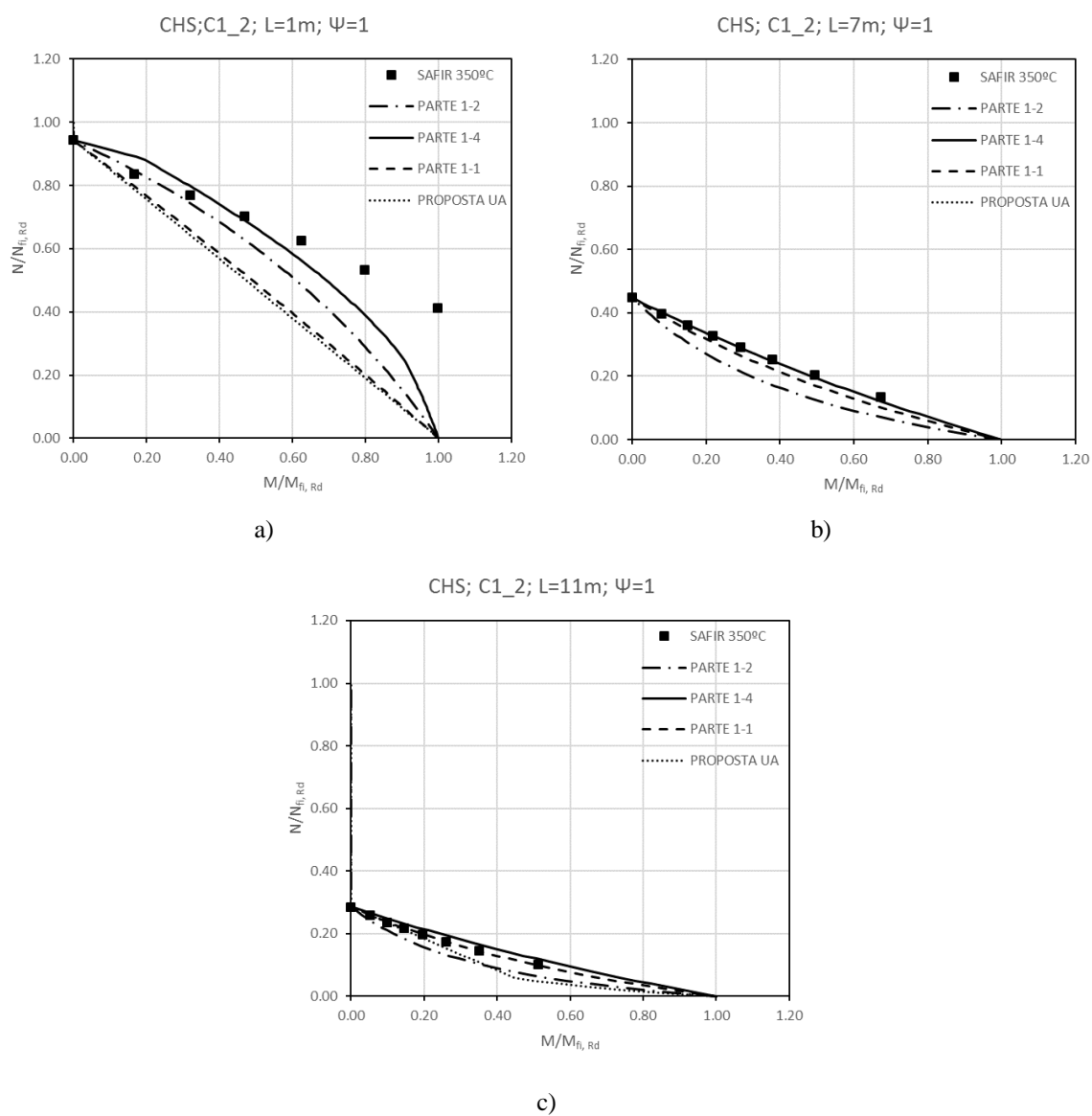


Figura B. 36 - CHS, C1_2, $\Psi=1$, 350°C: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m

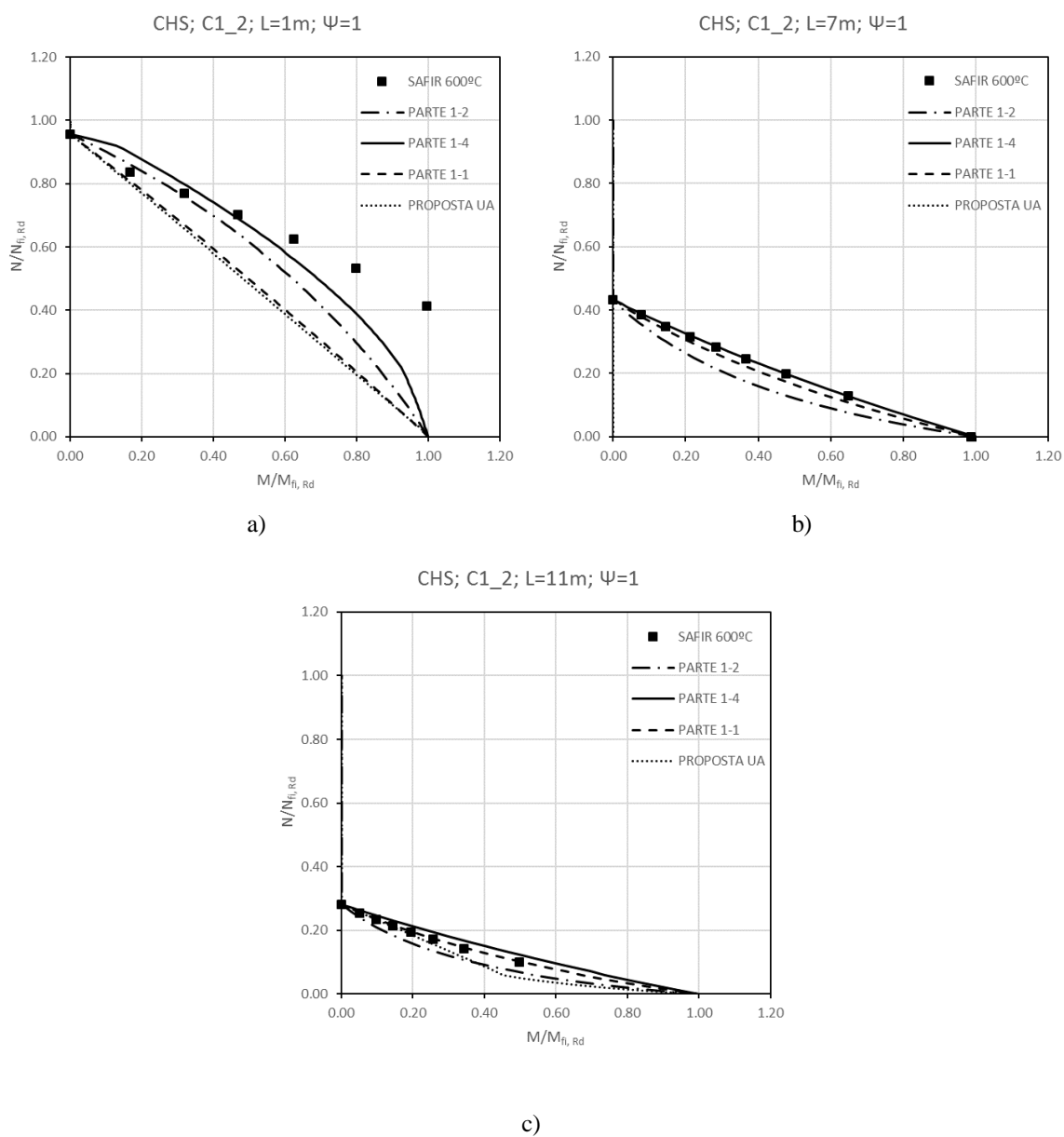


Figura B. 37 - CHS, C1_2, $\Psi=1$, 600°C: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m

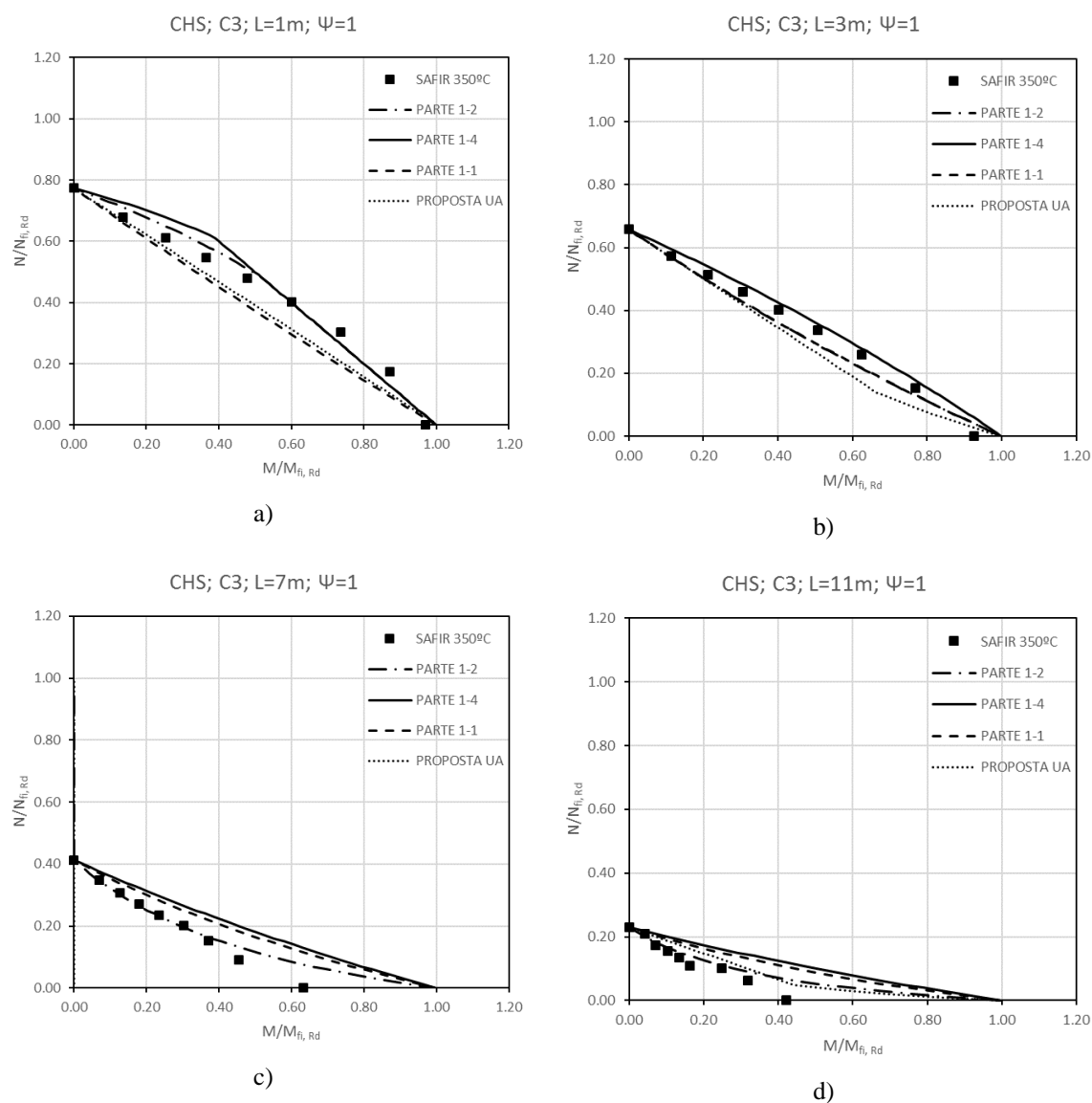


Figura B. 38 - CHS, C3, $\Psi=1$, 350°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

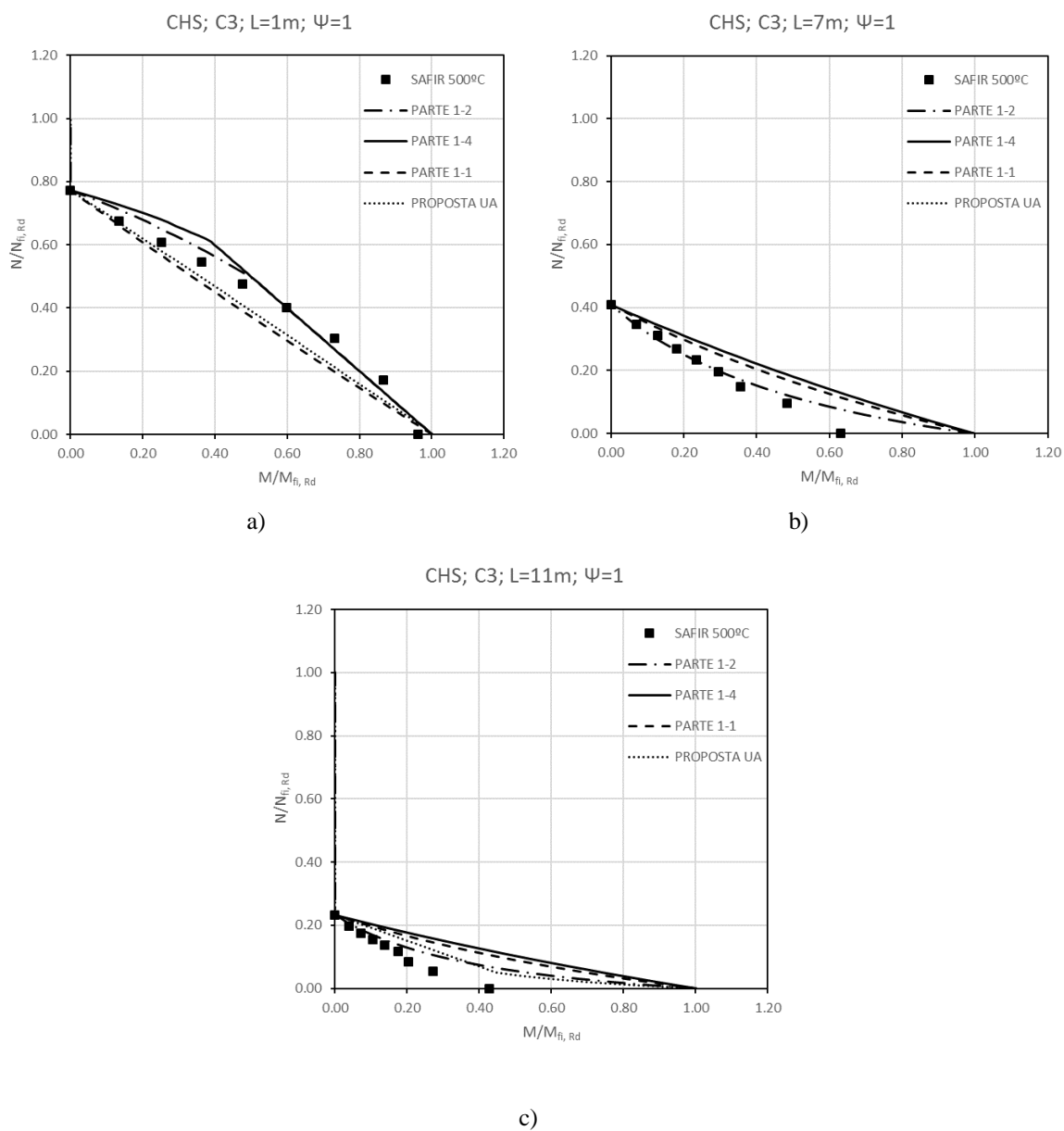


Figura B. 39 - CHS, C3, $\Psi=1$, 500°C: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m

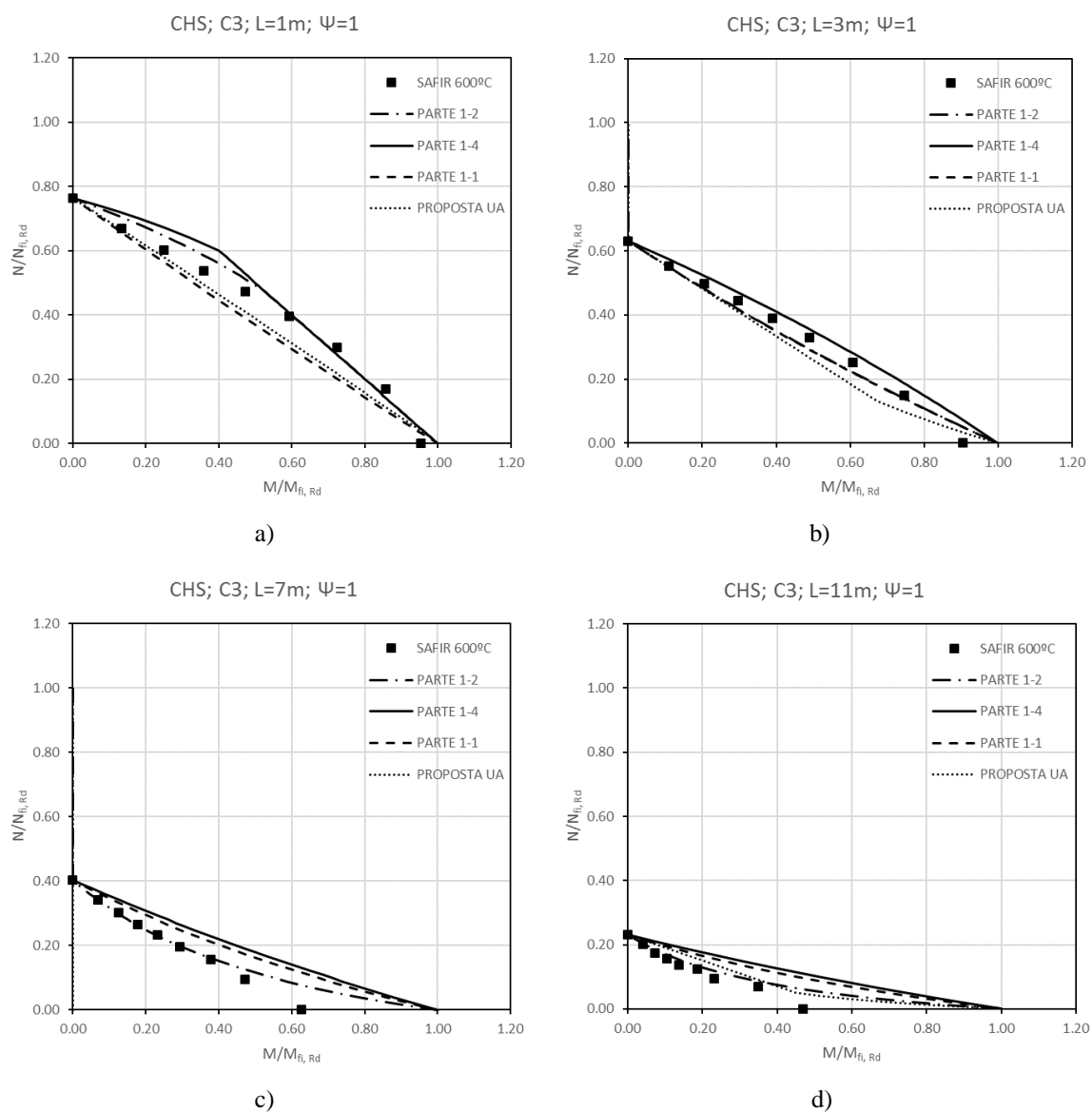


Figura B. 40 - CHS, C3, $\Psi=1$, 600°C : a) $L=1$ m b) $L=3$ m c) $L=7$ m d) $L=11$ m

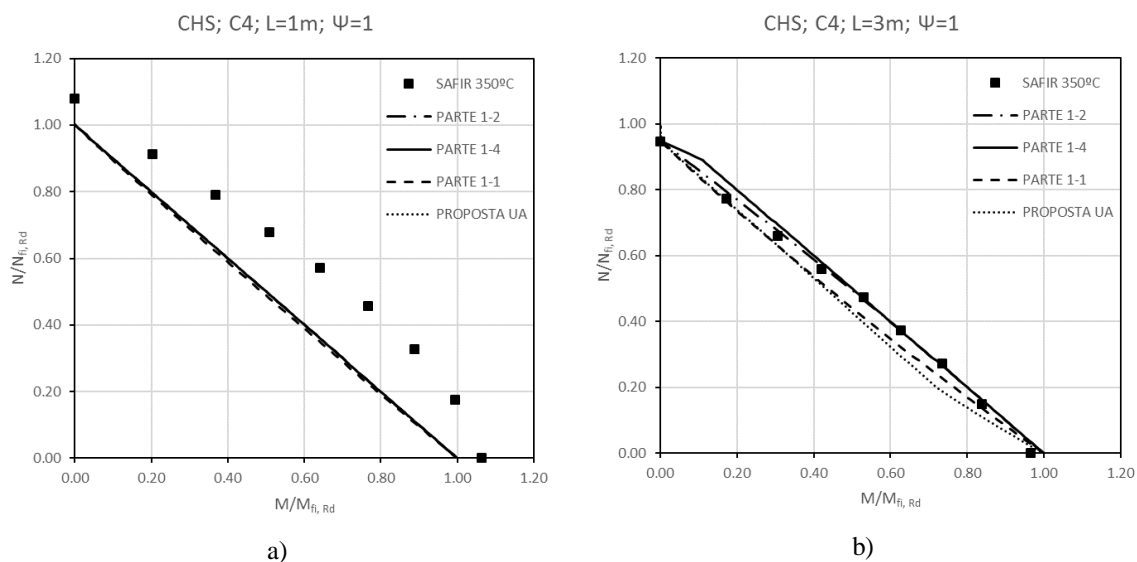


Figura B. 41 - CHS, C4, $\Psi=1$, 350°C: a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$

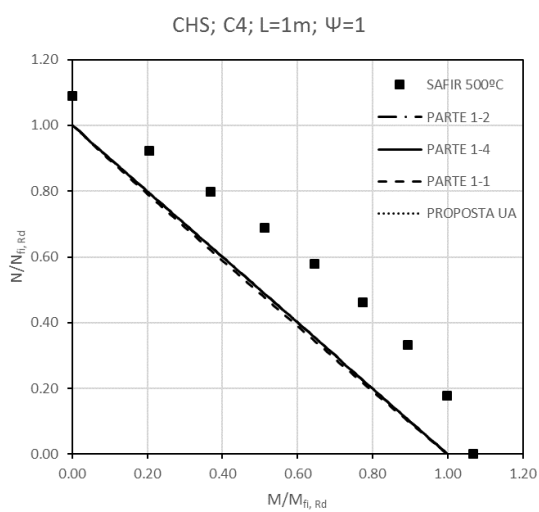
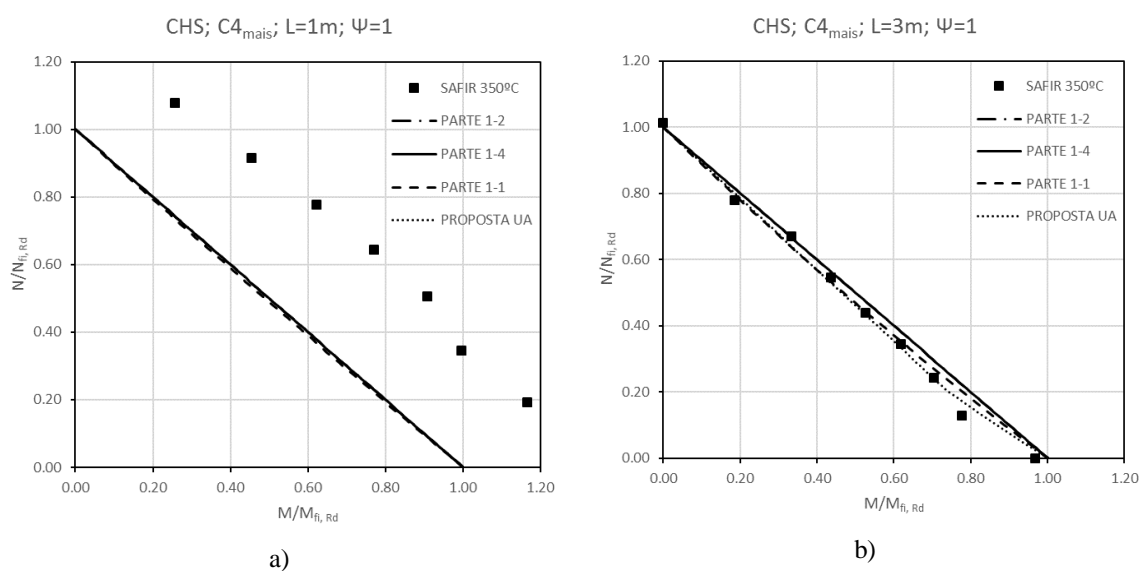
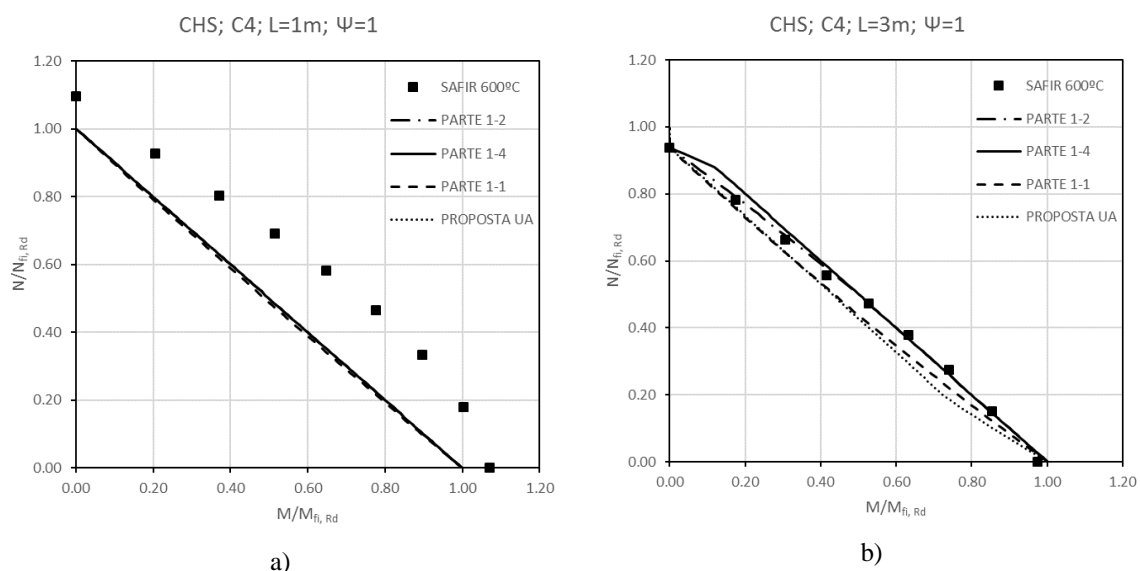
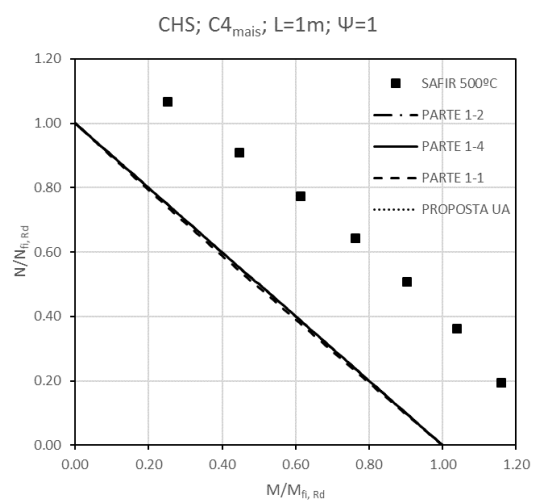
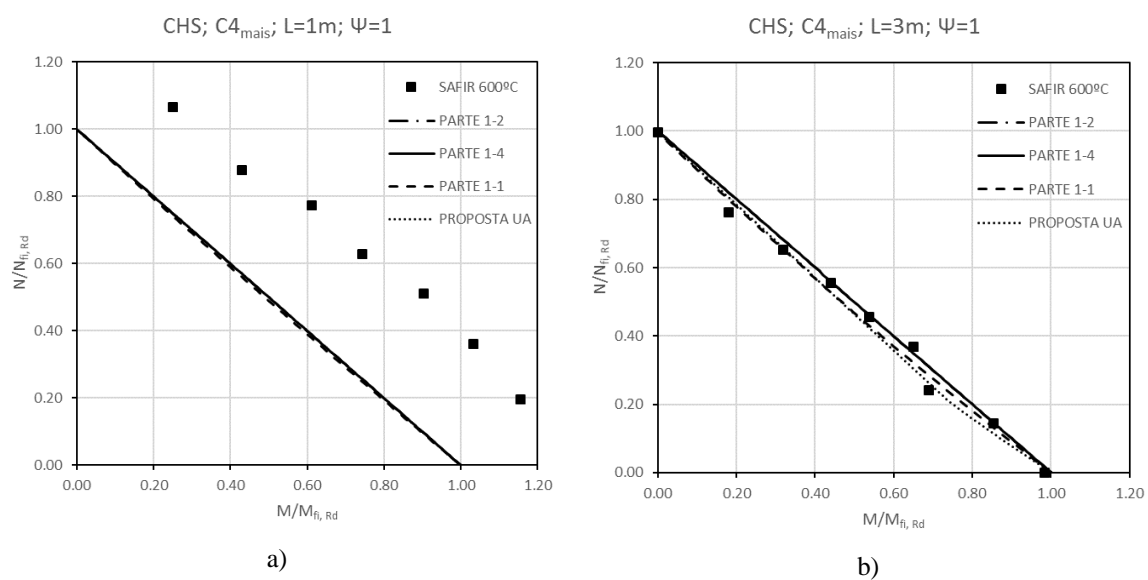


Figura B. 42 - CHS, C4, $\Psi=1$, 500°C; $L=1\text{ m}$



Figura B. 45 - CHS, $C4_{\text{mais}}$, $\Psi=1$, 500°C; $L=1\text{ m}$ Figura B. 46 - CHS, $C4_{\text{mais}}$, $\Psi=1$, 600°C: a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$

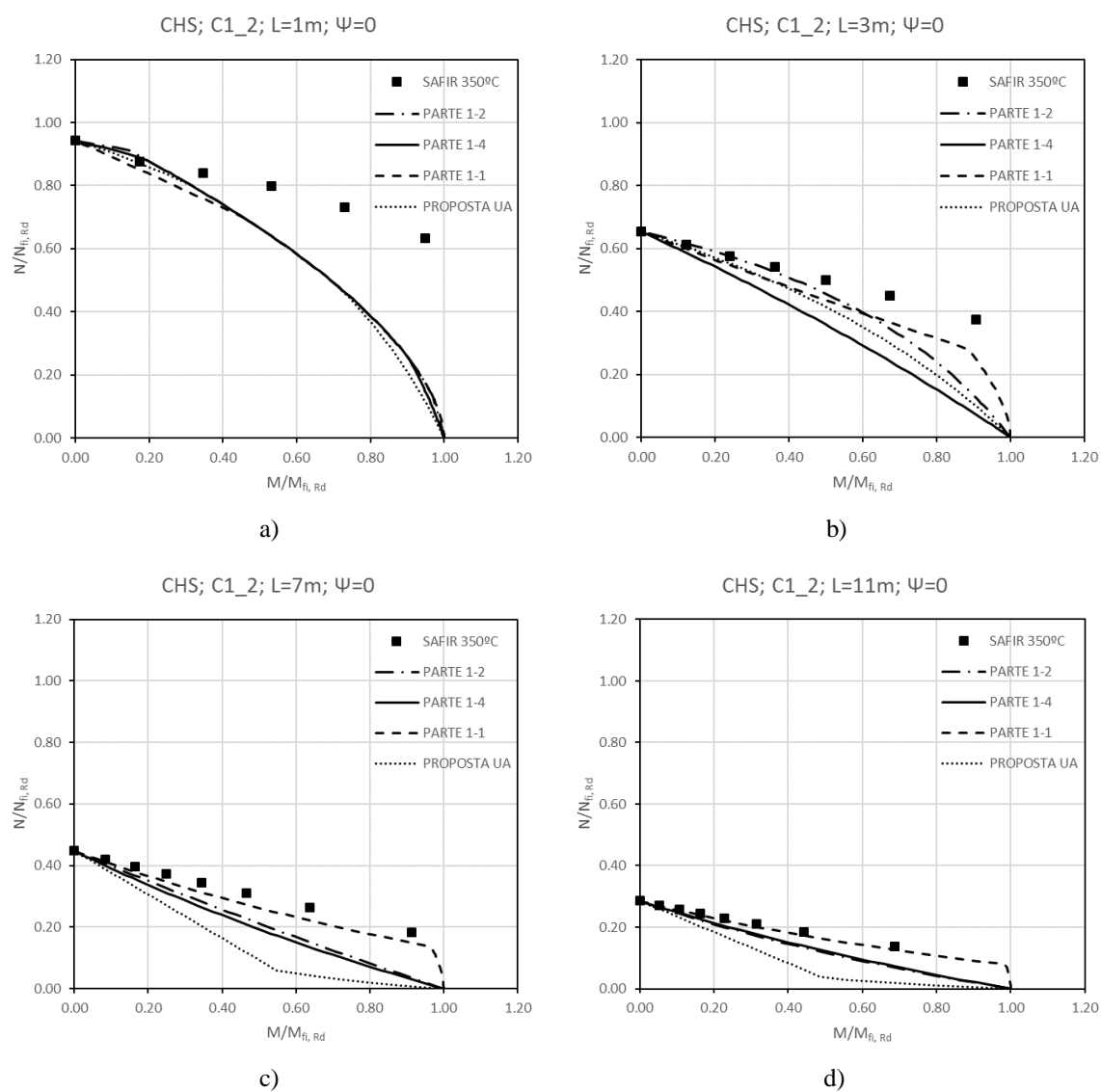


Figura B. 47 - CHS, C1_2, $\Psi=0$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

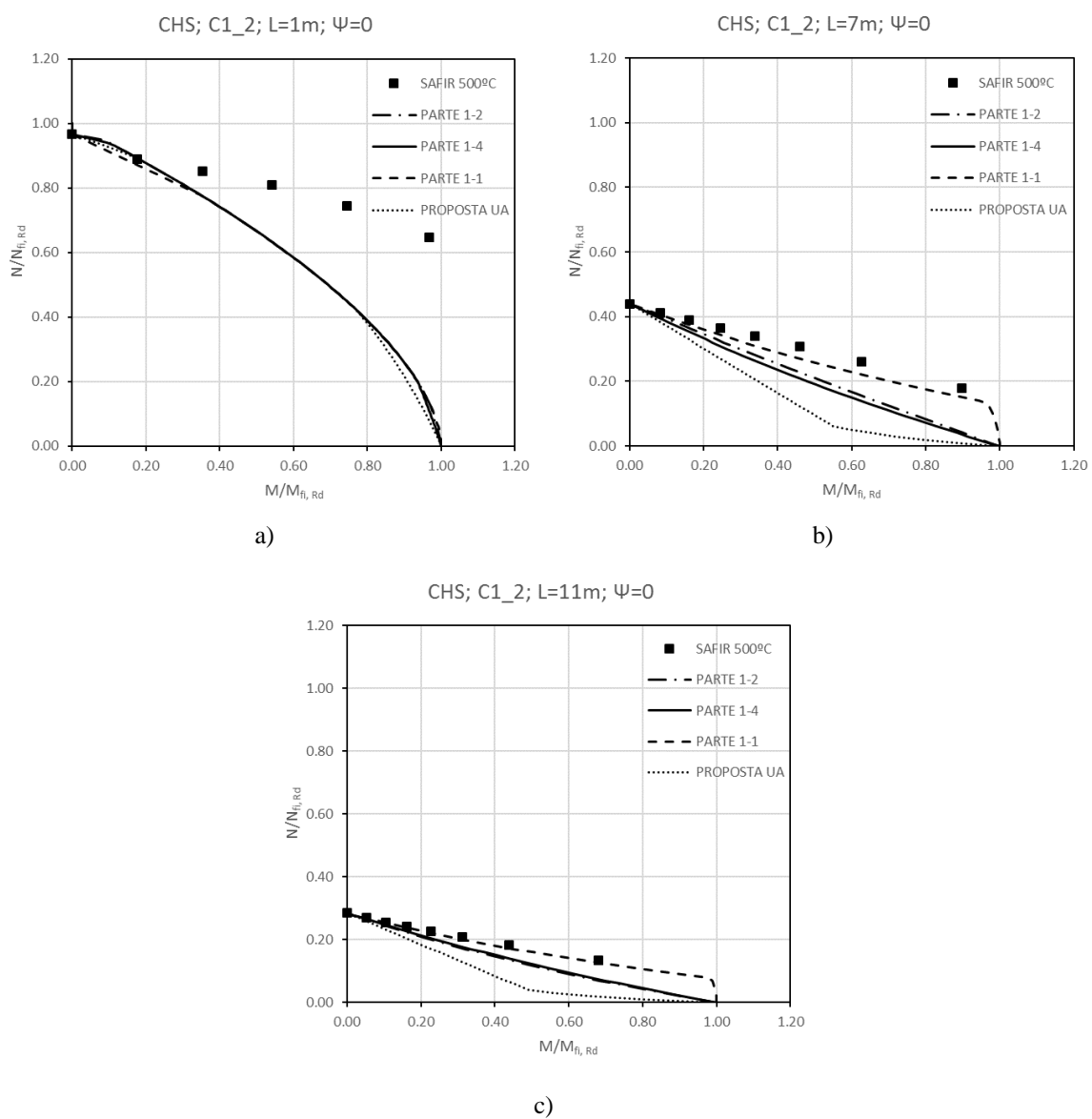


Figura B. 48 - CHS, C1_2, $\Psi=0$, 500°C: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m

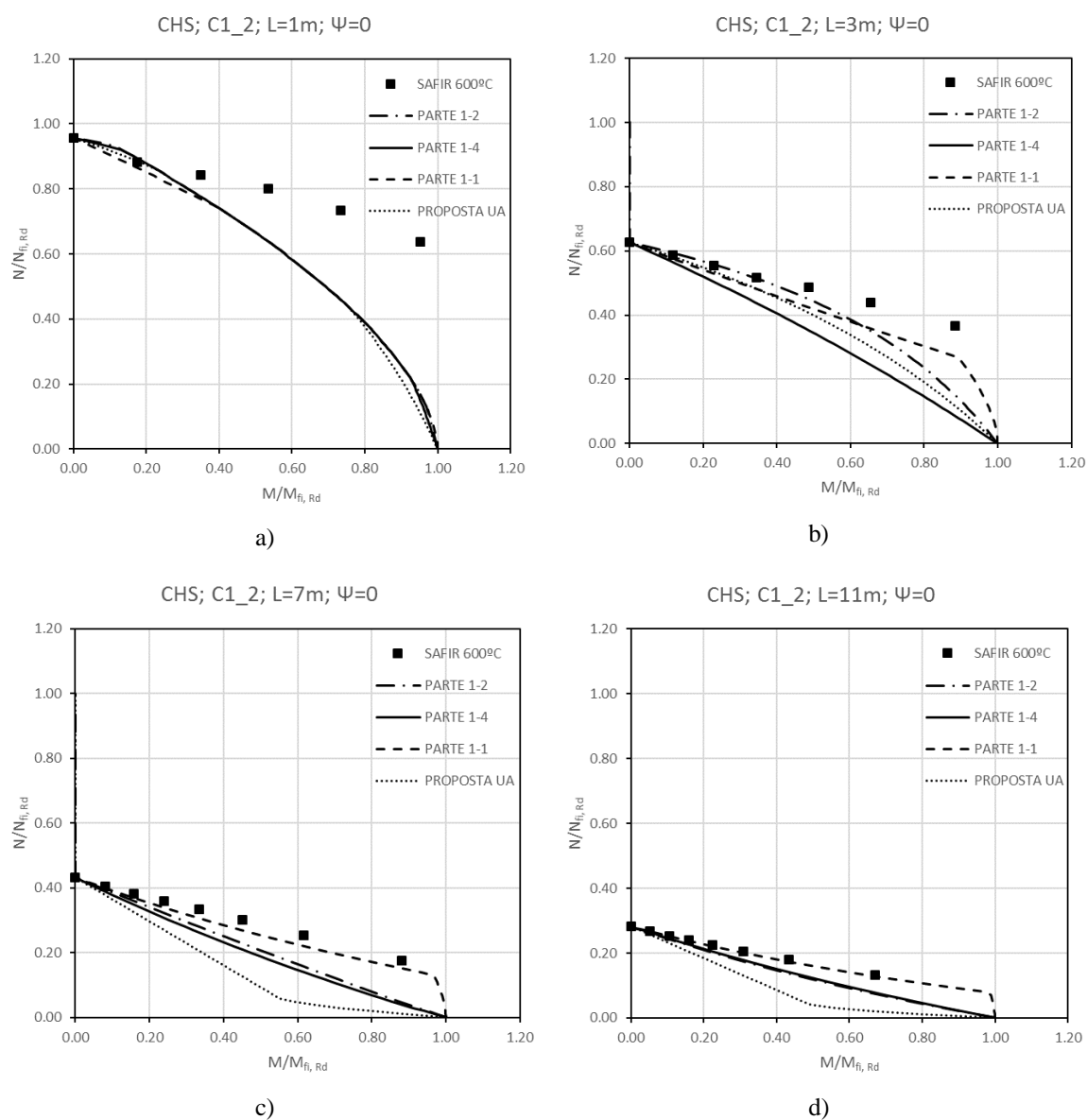


Figura B. 49 - CHS, C1_2, $\Psi=0$, 600°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

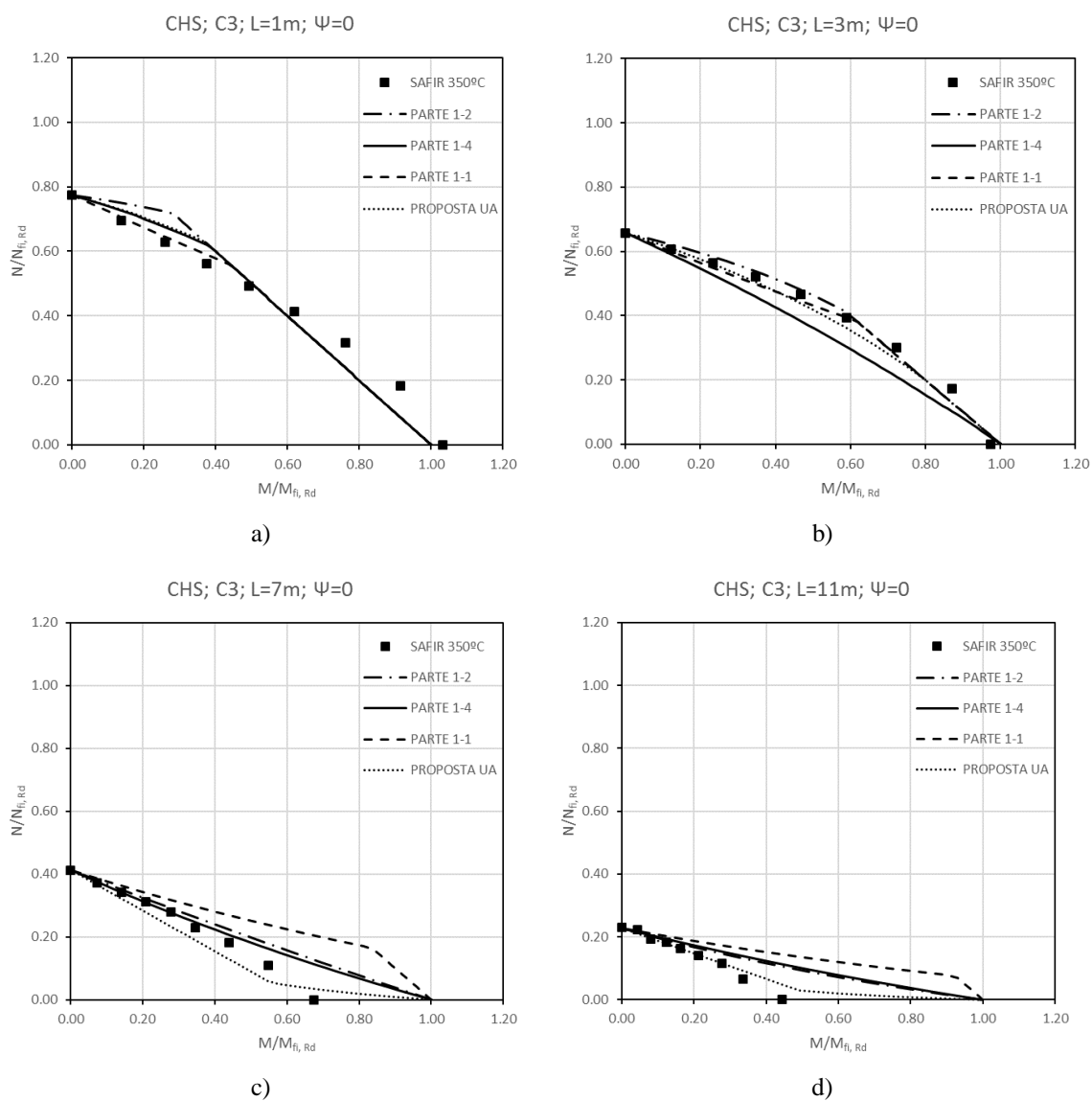


Figura B. 50 - CHS, C3, $\Psi=0$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

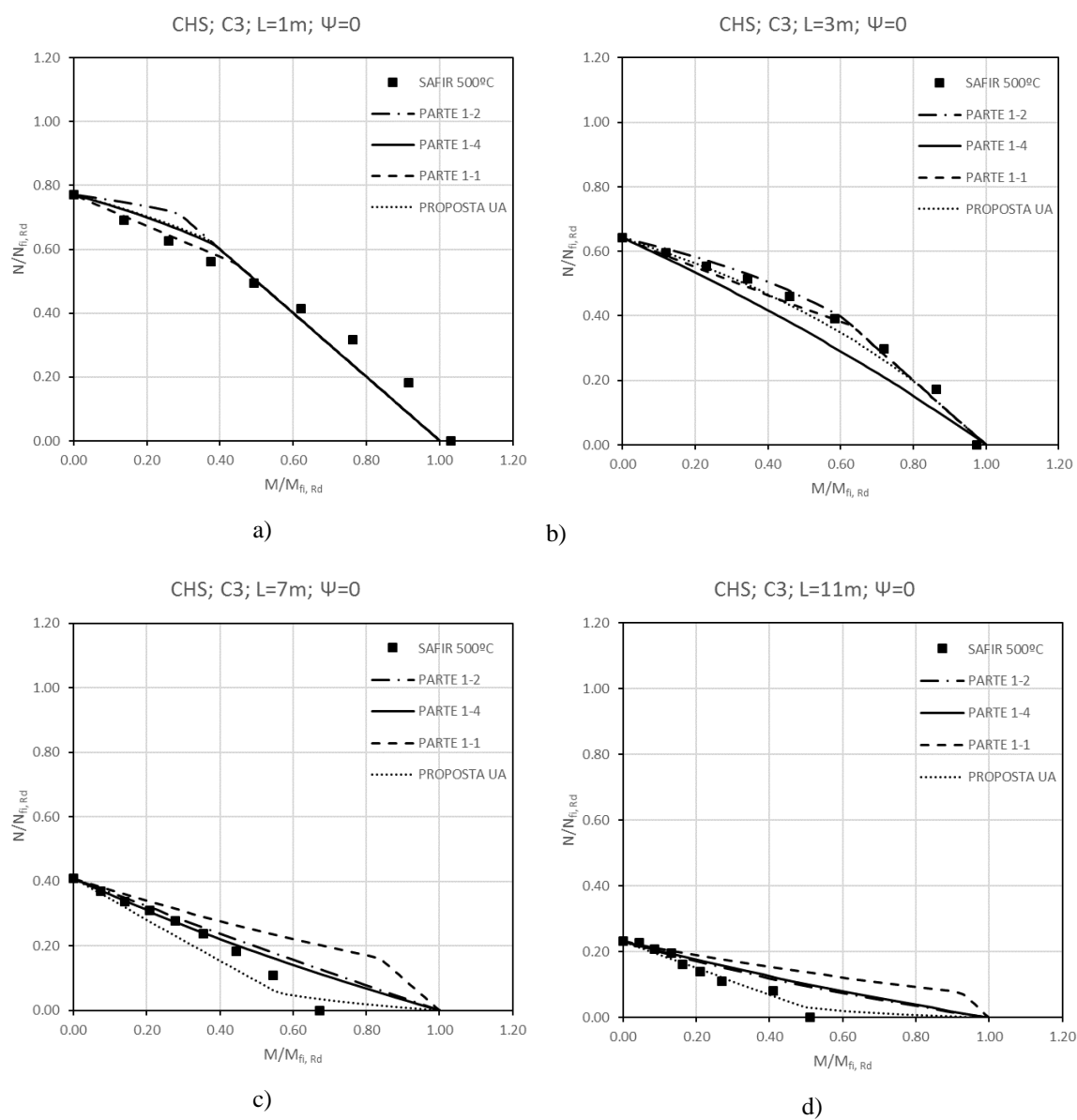


Figura B. 51 - CHS, C3, $\Psi=0$, 500°C: a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

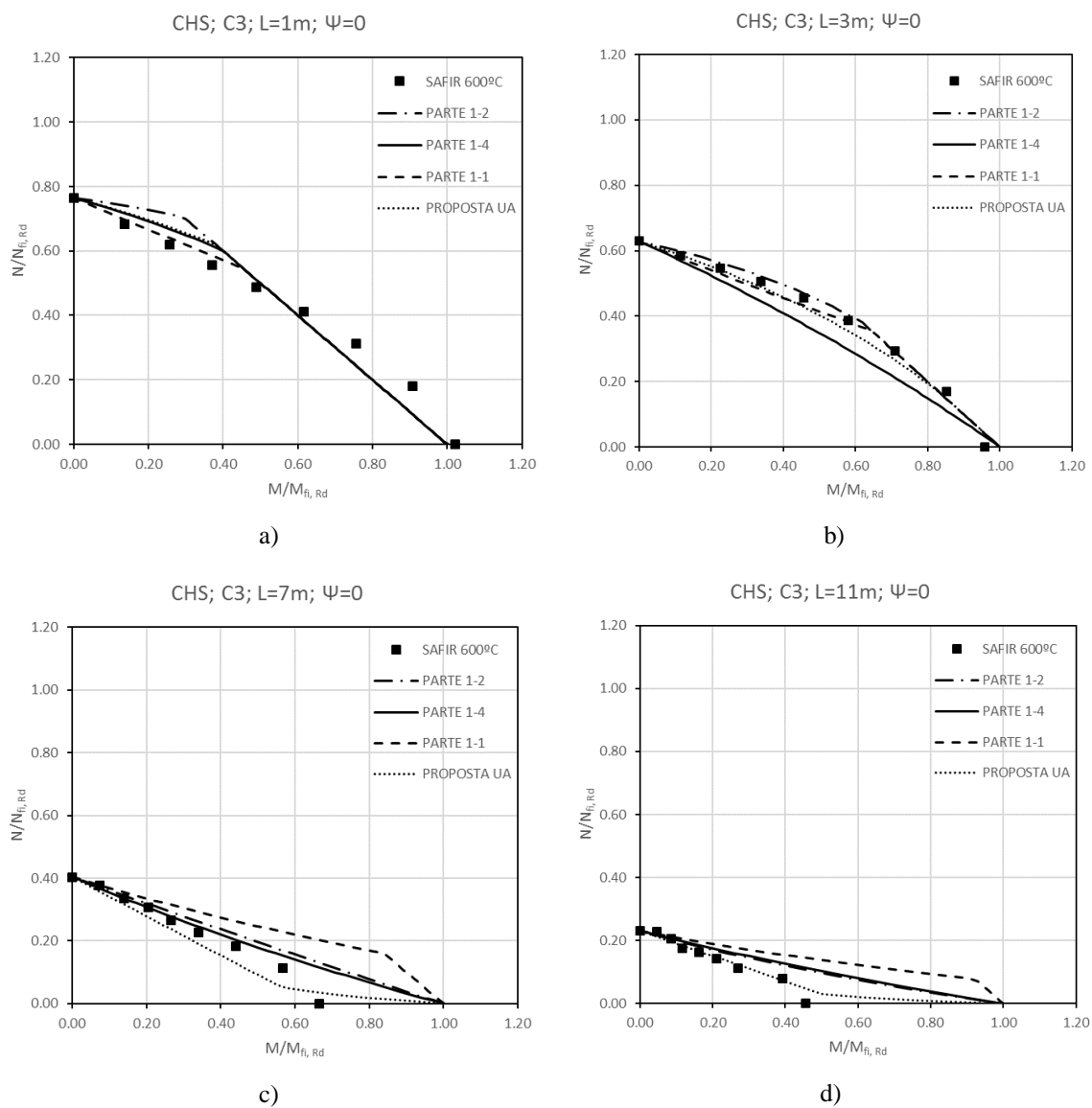


Figura B. 52 - CHS, C3, $\Psi=0$, 600°C: a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

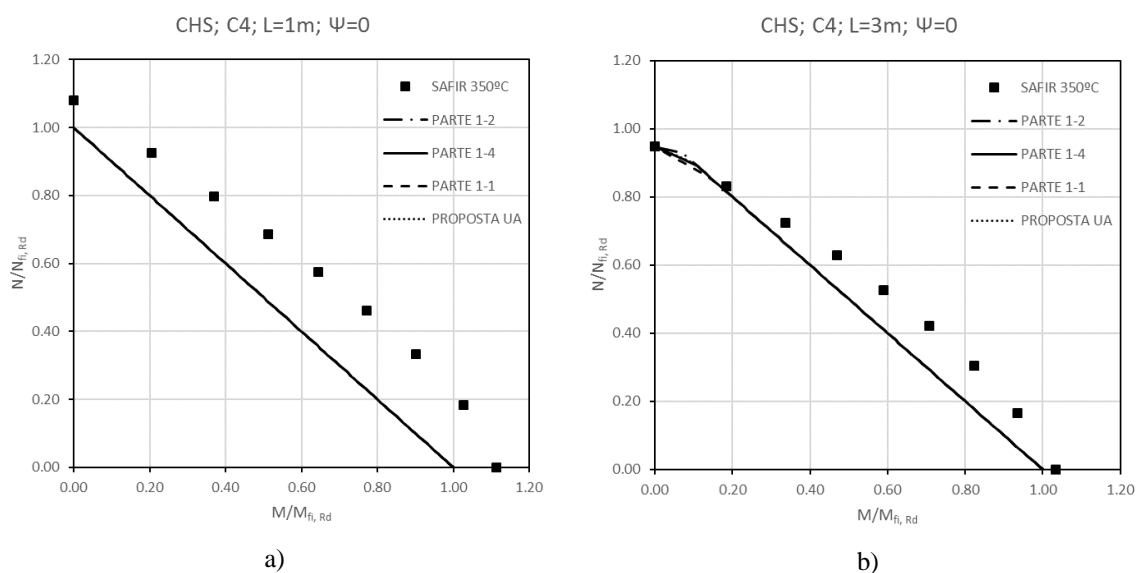


Figura B. 53 - CHS, C4, Ψ=0, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m

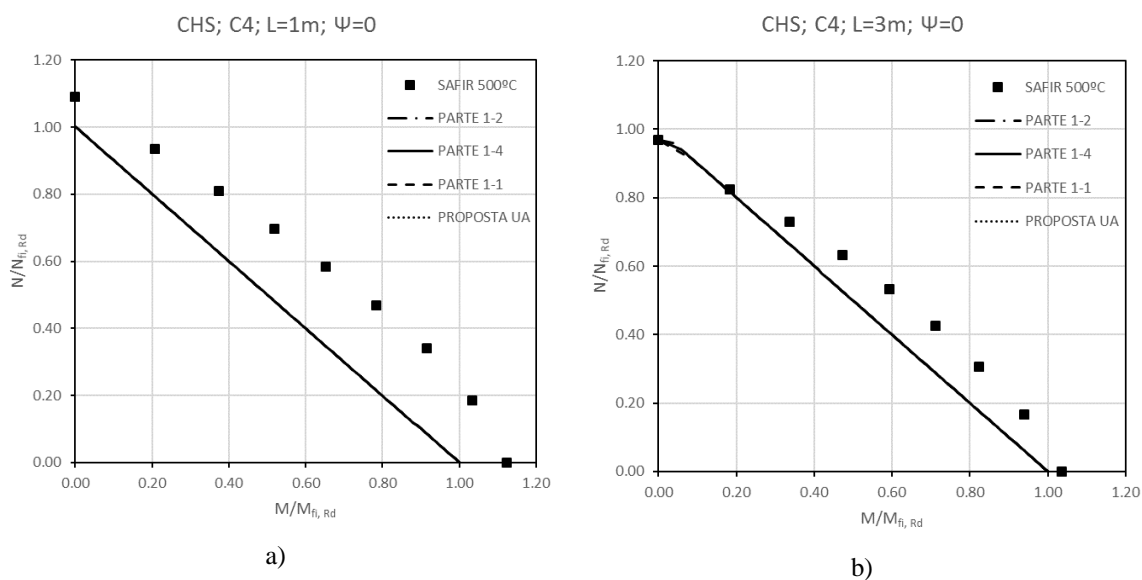


Figura B. 54 - CHS, C4, Ψ=0, 500°C: a) L=1 m b) L=3 m

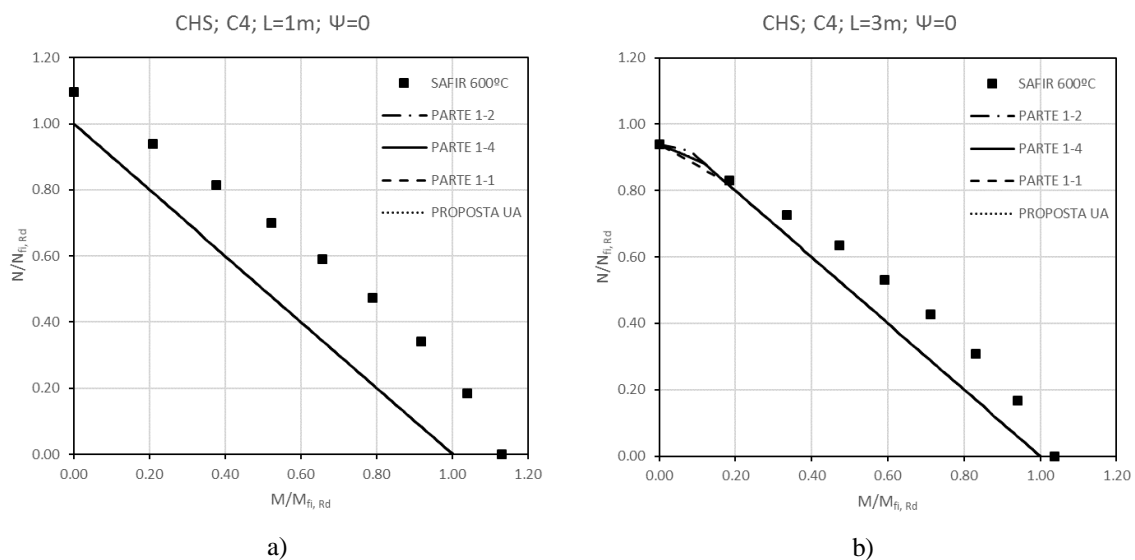


Figura B. 55 - CHS, C4, $\Psi=0$, 600°C: a) L=1 m b) L=3 m

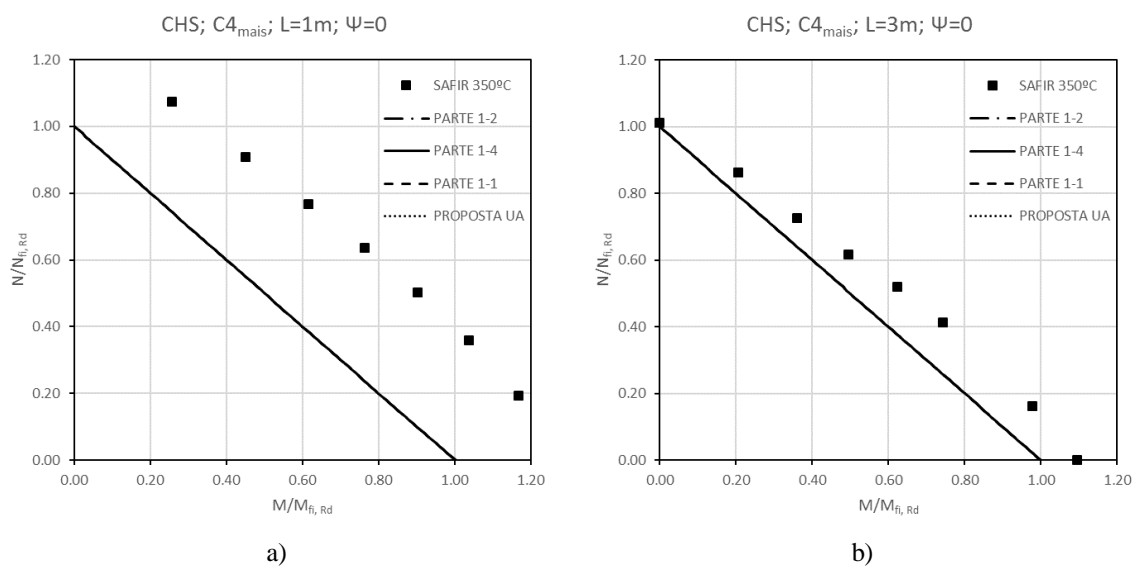


Figura B. 56 - CHS, C4_{mais}, $\Psi=0$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m

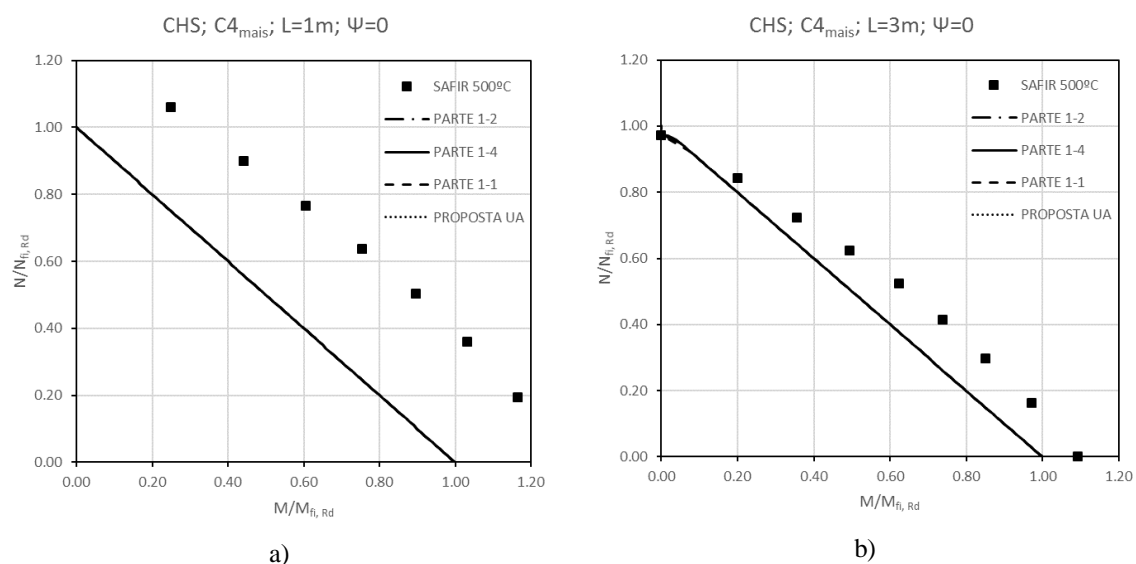


Figura B. 57 - CHS, C4_{mais}, Ψ=0, 500°C: a) L=1 m b) L=3 m

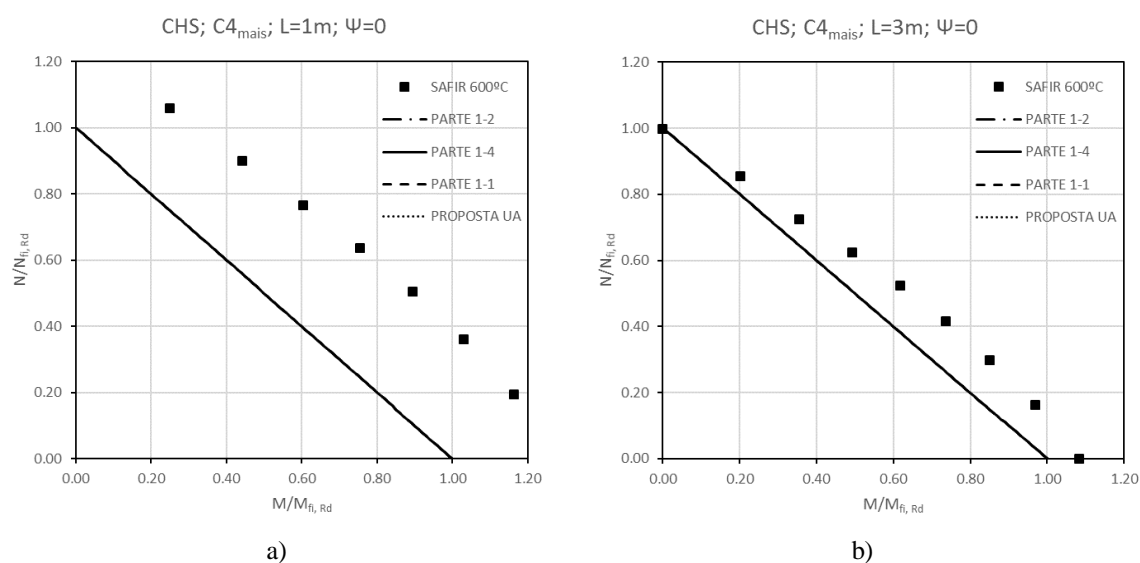


Figura B. 58 - CHS, C4_{mais}, Ψ=0, 600°C: a) L=1 m b) L=3 m

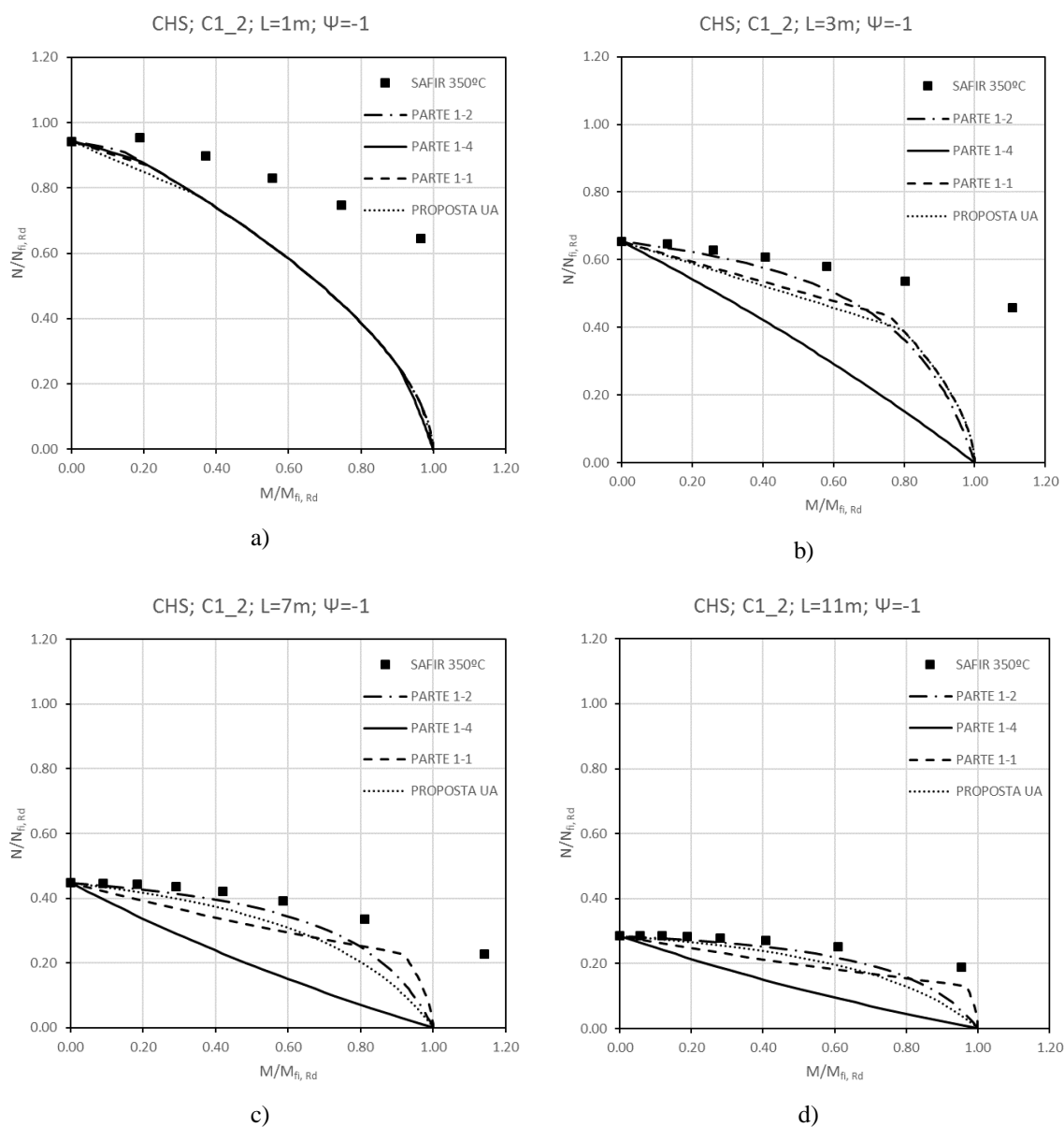


Figura B. 59 - CHS, C1_2, $\Psi=-1$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

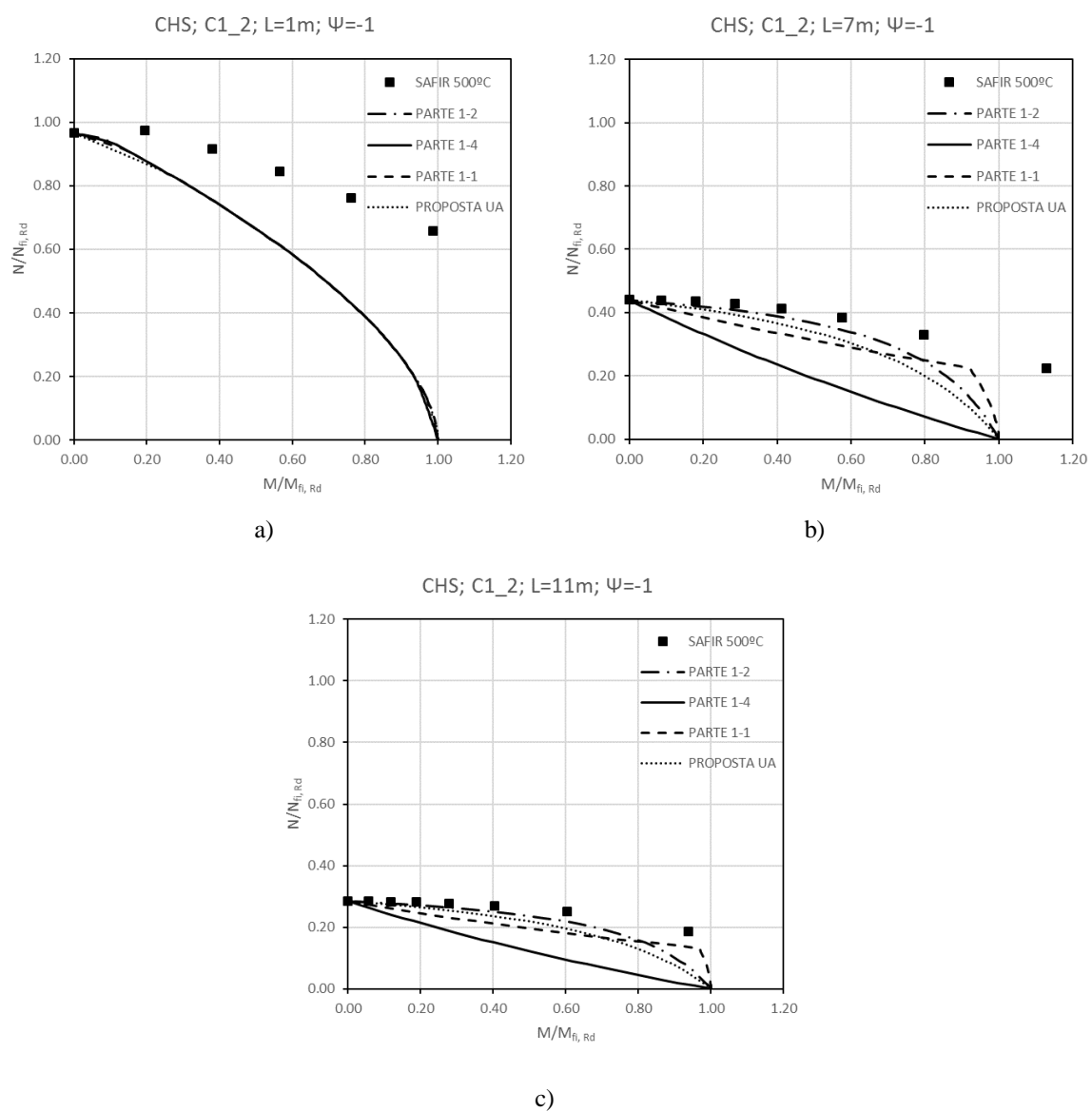


Figura B. 60 - CHS, C1_2, $\Psi=-1$, 500°C: a) L=1 m b) L=7 m c) L=11 m

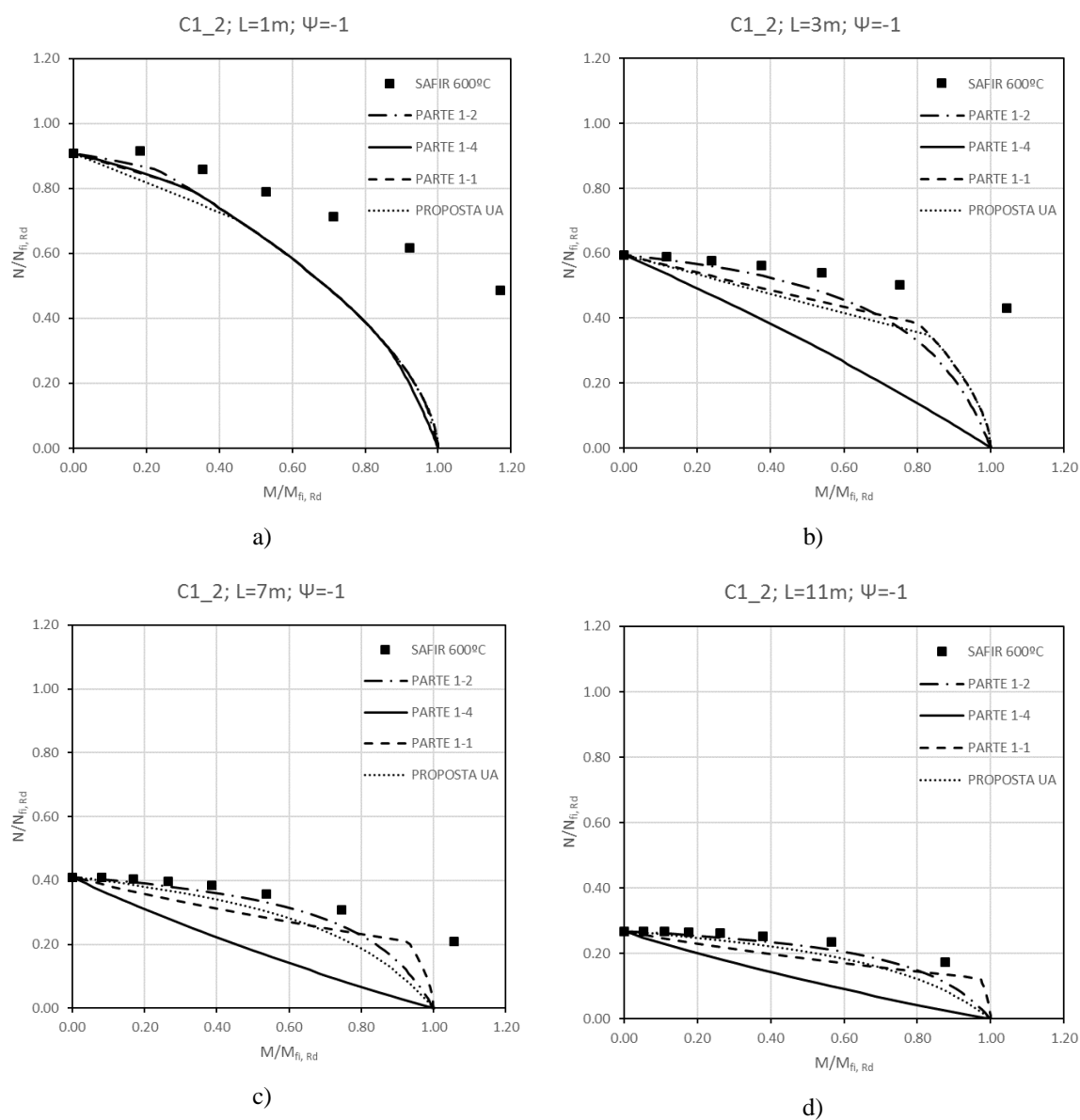


Figura B. 61 - CHS, C1_2, $\Psi=-1$, 600°C: a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

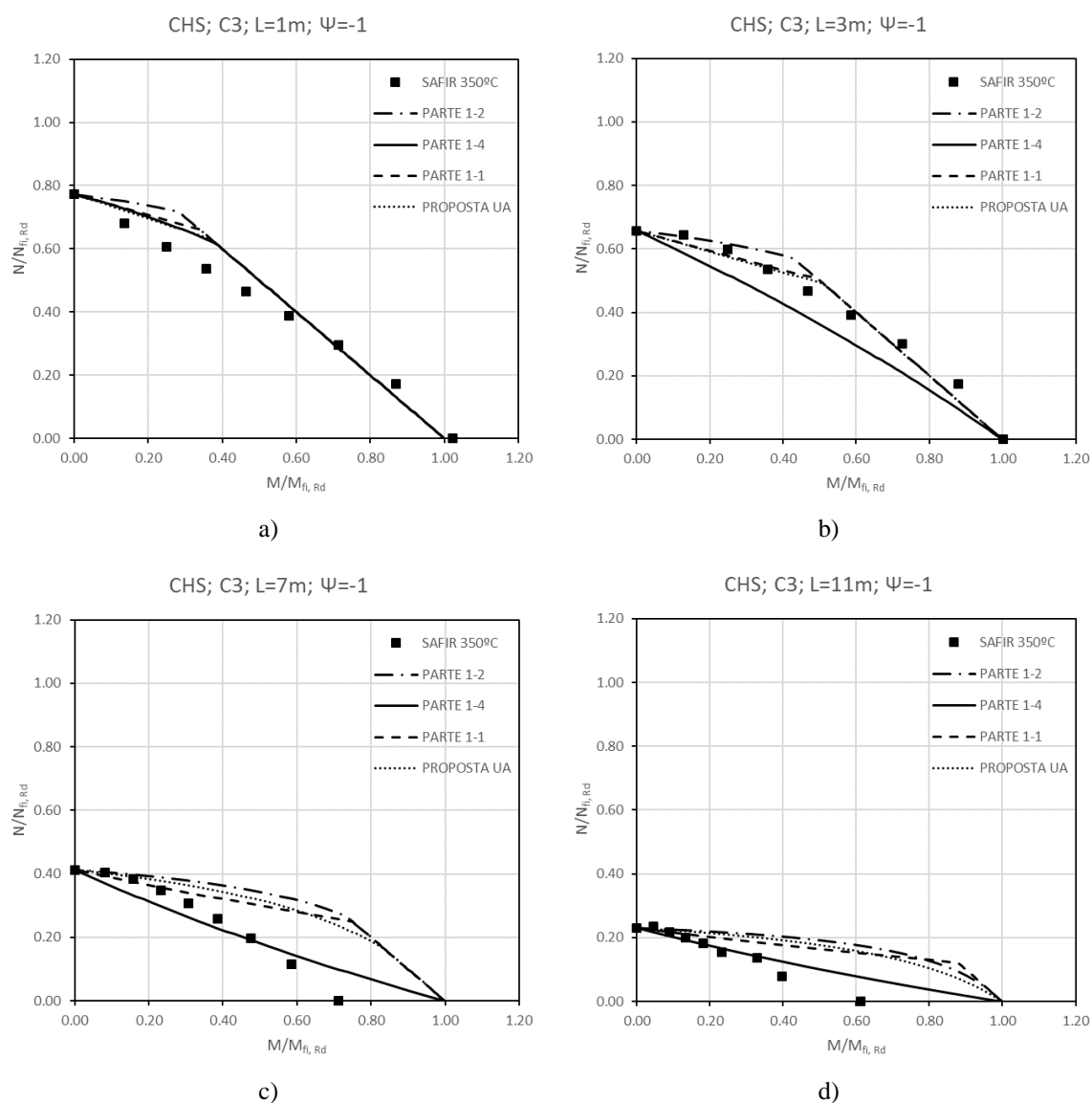


Figura B. 62 - CHS, C3, $\Psi= -1$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m c) L=7 m d) L=11 m

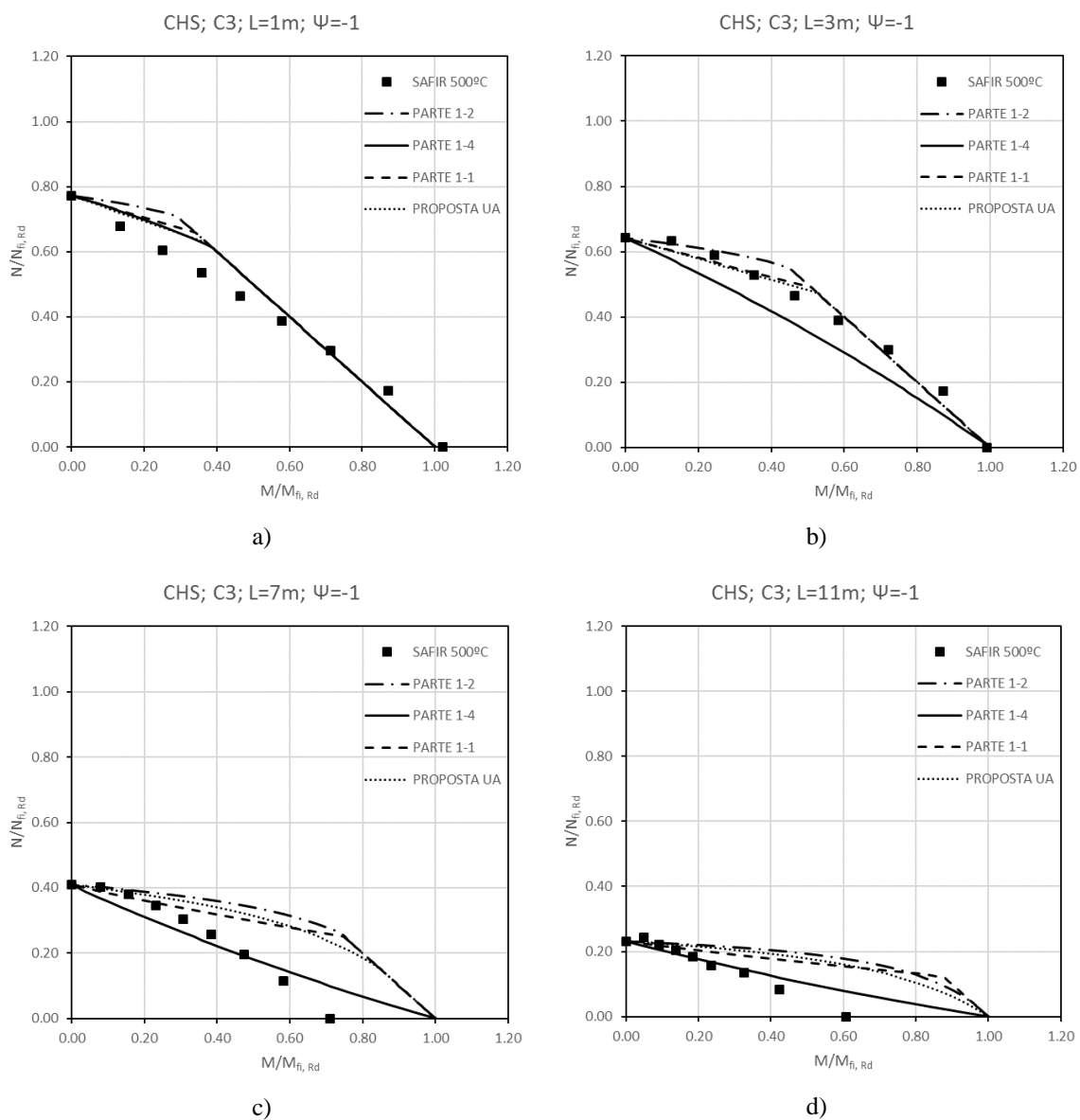


Figura B. 63 - CHS, C3, $\Psi= -1$, 500°C: a) $L=1$ m b) $L=3$ m c) $L=7$ m d) $L=11$ m

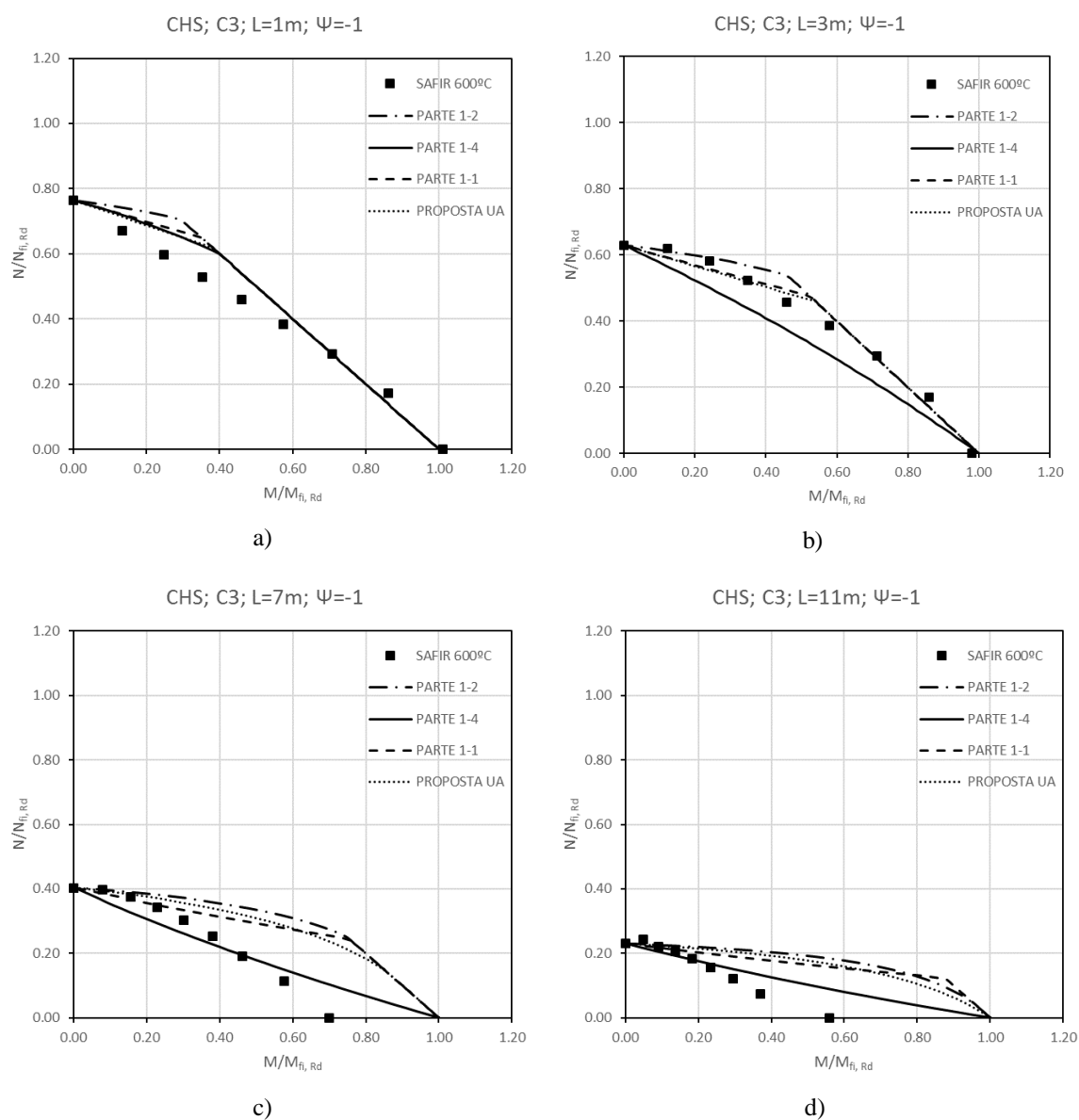


Figura B. 64 - CHS, C3, $\Psi = -1$, 600°C : a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ c) $L=7\text{ m}$ d) $L=11\text{ m}$

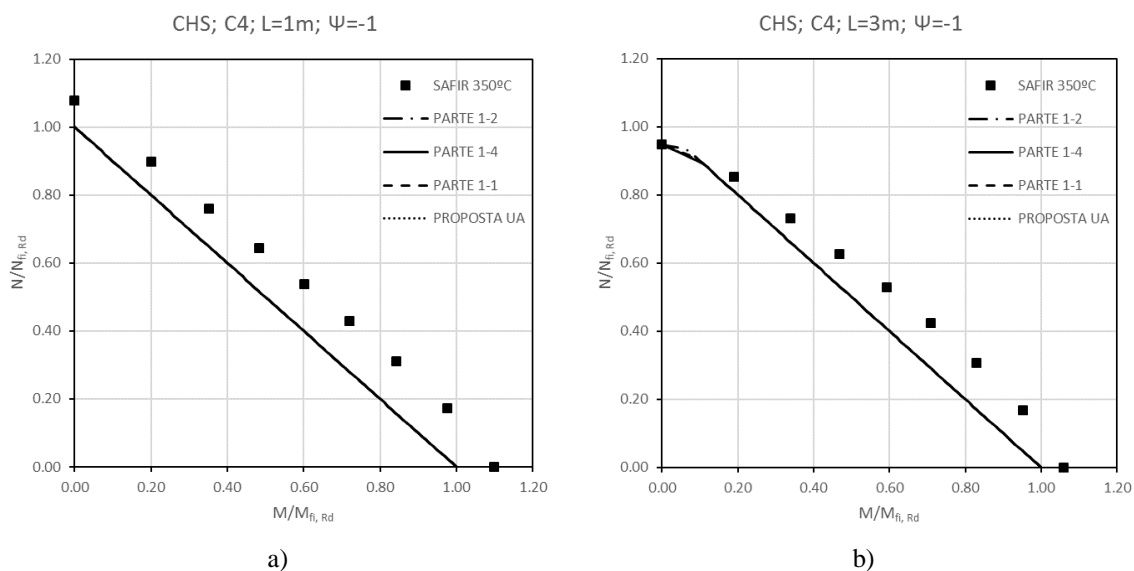


Figura B. 65 - CHS, C4, $\Psi=-1$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m

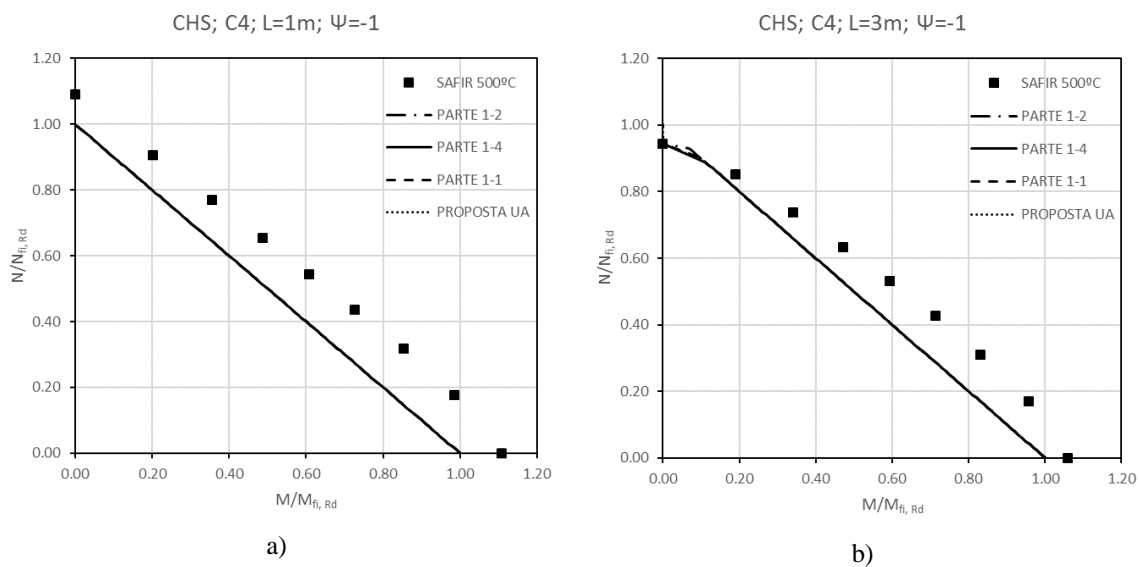


Figura B. 66 - CHS, C4, $\Psi=-1$, 500°C: a) L=1 m b) L=3 m

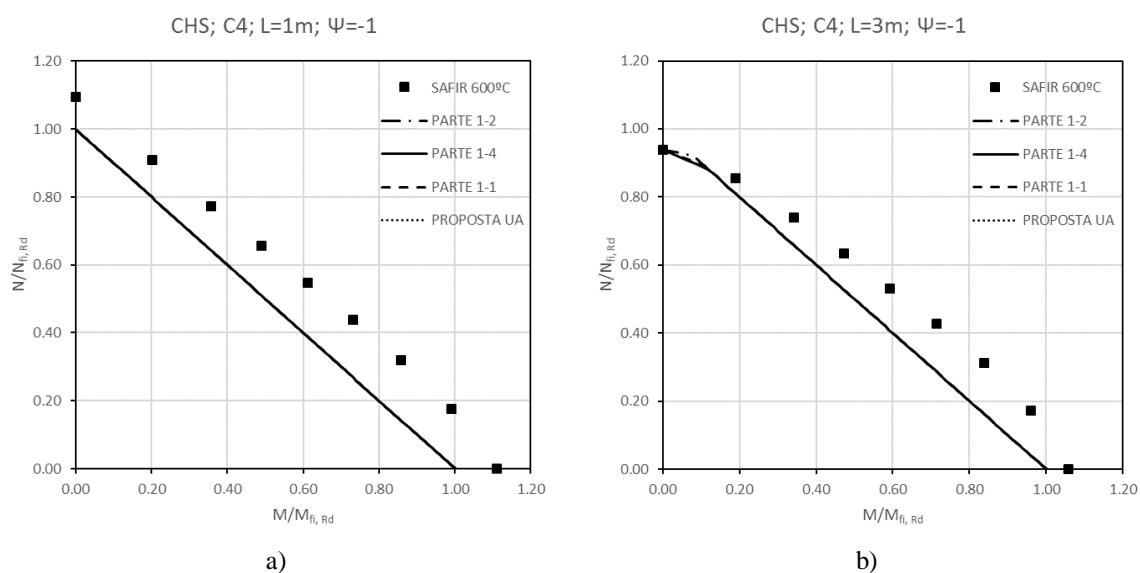


Figura B. 67 - CHS, C4, $\Psi=-1$, 600°C: a) L=1 m b) L=3 m

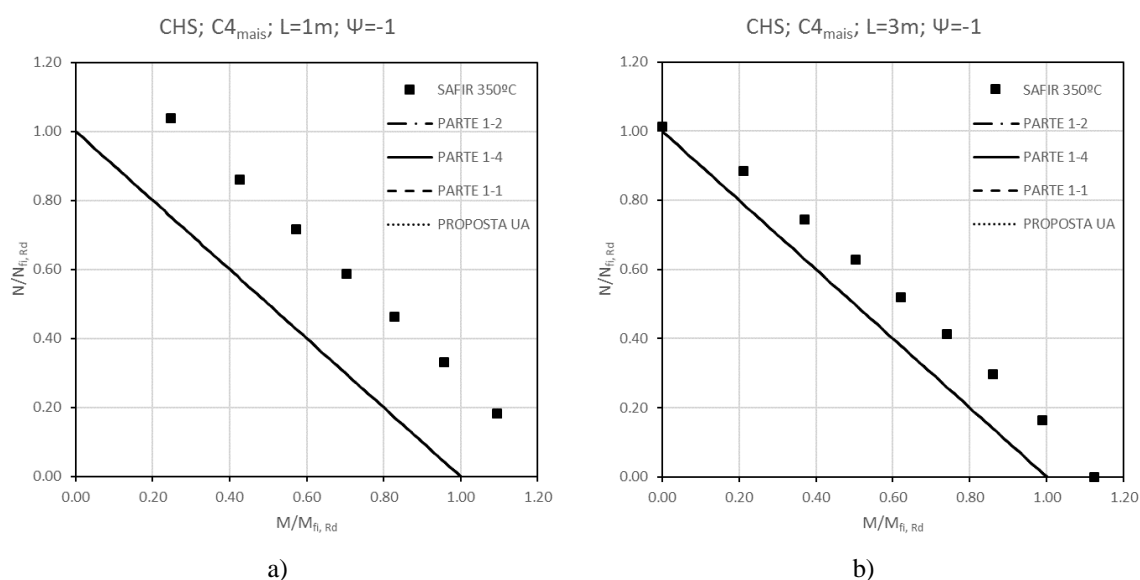
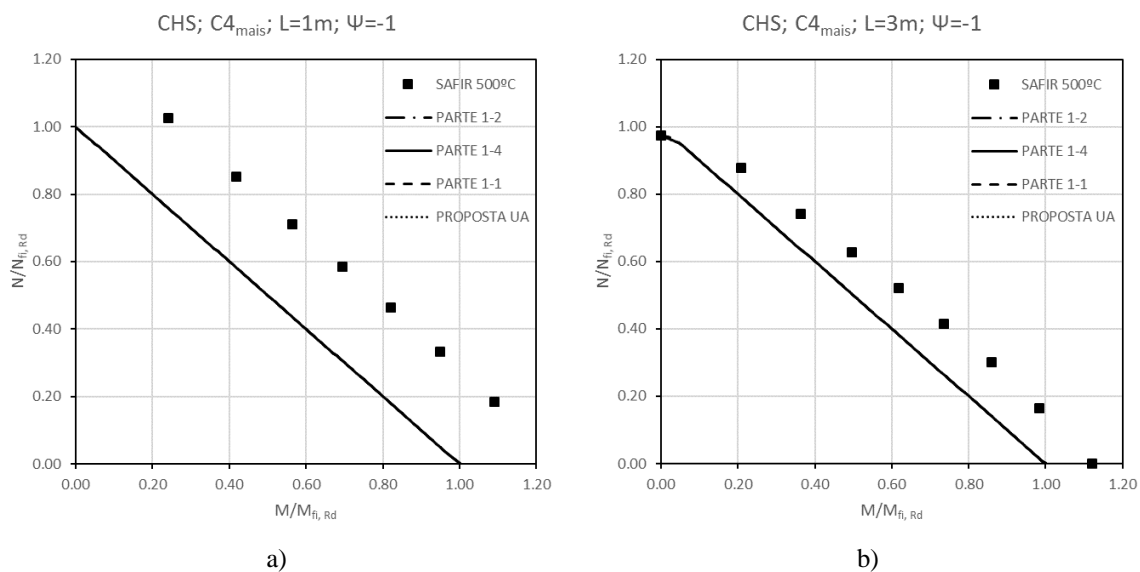
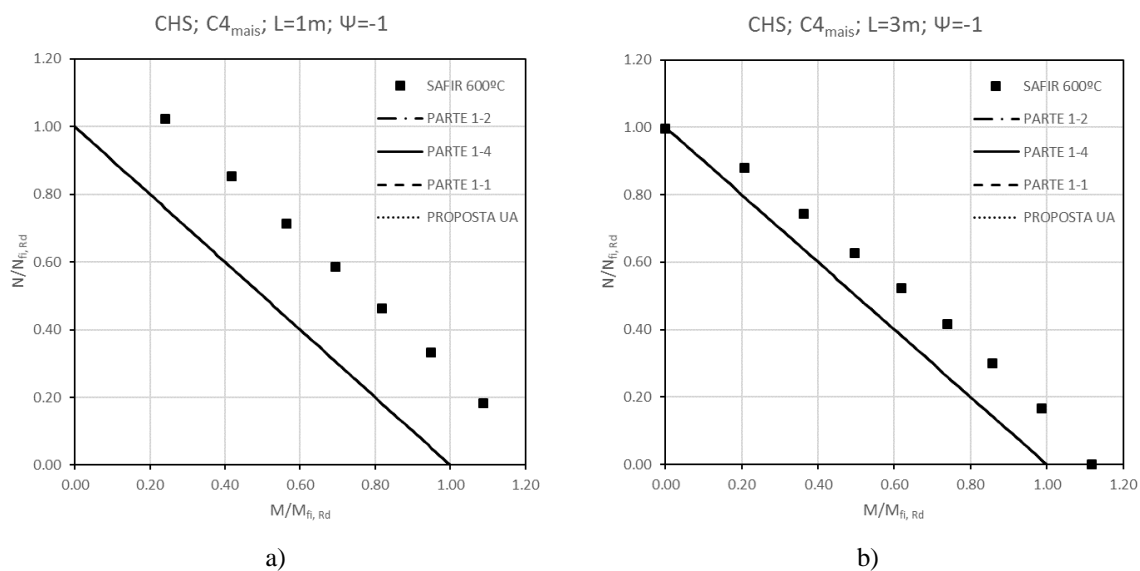


Figura B. 68 - CHS, C4_{mais}, $\Psi=-1$, 350°C: a) L=1 m b) L=3 m

Figura B. 69 - CHS, $C_{4\text{mais}}$, $\Psi=-1$, 500°C: a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$ Figura B. 70 - CHS, $C_{4\text{mais}}$, $\Psi=-1$, 600°C: a) $L=1\text{ m}$ b) $L=3\text{ m}$